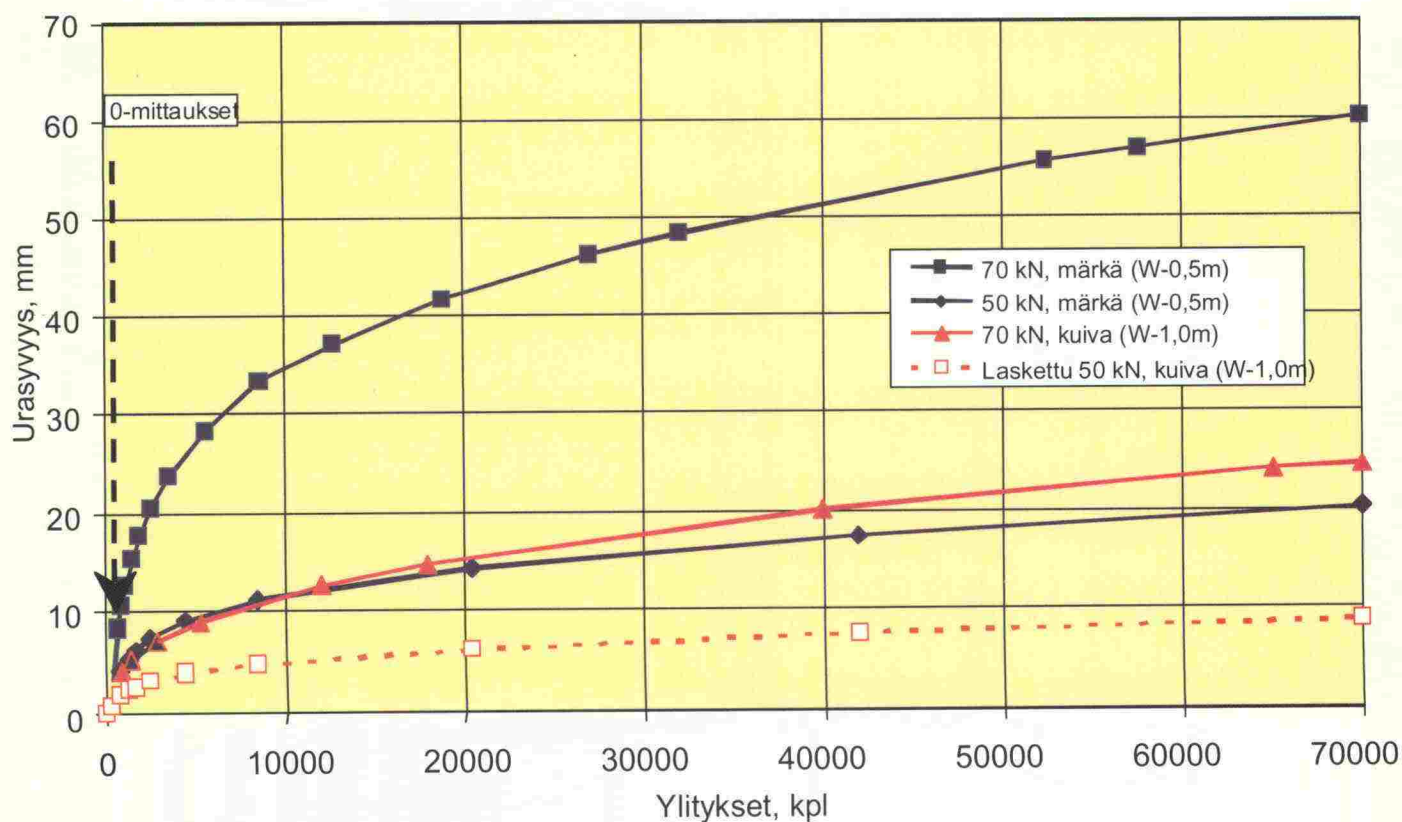


Leena Korkiala-Tanttu, Rainer Laaksonen, Jouko Törnqvist

Kevään ja ylikuorman vaikutus ohutpäällysteisen tien vaurioitumiseen

HVS-Nordic - tutkimus

Tiehallinnon selvityksiä 11/2003



Leena Korkiala-Tanttu, Rainer Laaksonen, Jouko Törnqvist

Kevään ja ylikuorman vaikutus ohutpäällysteisen tien vaurioitumiseen

HVS-Nordic - tutkimus

Tiehallinnon selvityksiä 11/2003

ISSN 1457-9871
ISBN 951-803-010-3
TIEH 3200801

Verkkoversio (www.tiehallinto.fi/julkaisut) pdf
ISSN 1459-1553
ISBN 951-803-011-1
TIEH 3200801-v

Edita Prima Oy
Helsinki 2003

Julkaisua myy/saatavana:
Tiehallinto, julkaisumyynti
faksi 0204 22 2652
s-posti julkaisumyynti@tiehallinto.fi



TIEHALLINTO
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puhelinvaihte 0204 22 11

TIIVISTELMÄ

Tutkimus on osa vähäliikenteisten teiden taloudellisen ylläpidon kehittämistoimenpiteitä. Tutkimus keskittyy kantavuudeltaan heikkojen teiden käyttäytymiseen selvittämällä raskaiden ajoneuvojen kuormituksen suuruuden ja määrän vaikutusta ohutpäälysteisten teiden vaurioitumiseen roudan sulamisvaiheessa keväällä. Tutkimuksen tilaaja on Tiehallinto.

Tutkimuksessa testattiin kolmea samanlaista koerakennetta HVS-koetiekoneella. Kokeiden muuttujina olivat akselikuorma sekä pohjavedenpinta. Kun pohjavedenpinta oli tasolla (W2 = AB -0,5 metriä), testattiin 50 kN ja 70 kN pyöräkuorman vaikutusta. Alemmalla vedenpinnan tasolla (W1 = AB -1,0 metriä) testattiin 70 kN:n kuormaa. Rakenteet rakennettiin tammihelmikuussa 2002 ja kuormitettiin helmi-huhtikuussa 2002.

Tutkimuksen tavoitteena oli selvittää onko nk. neljännen potenssin sääntö sovellettavissa kevätolosuhteissa päälysteen urautumisen arvioinnissa. Tällä yksinkertaisella säännöllä on arvioitu voitavan laskea akselipainojen mahdollisen korotuksen vaikutusta alemman tiestön kestävyyyteen sekä määrittää se liikennemäärä, jonka yläpuolella mitoittavaksi muodostuvat yksittäiset raskaat ajoneuvot. Lisäksi tavoitteena oli selvittää kevään osuus tien vaurioitumisessa ohutpäälysteisillä teillä.

Koerakenteet suunniteltiin vastaamaan alemman tieluokan rakenteita ja ne rakennettiin VTT:n Otaniemen kallioaltaaseen. Rakennekerrosten kokonaispaksuus oli 500 mm ja pohjamaana oli hiekkaa. AB-päälysteen paksuus oli 50 mm, kantavan murskekerroksen 200 mm ja jakavan soramurskekerroksen 250 mm. Soramurske täytti Tielaitoksen rakeisuusvaatimukset, mutta ei ominaispinta-alavaatimusta.

Rakenteet eristettiin ja suojattiin roudalta rakentamisen sekä kuormituksen aikana. Rakenteet rakennettiin huolella pyrkien saavuttamaan materiaaliominaisuuksissa ja kerrospaksuuksissa mahdollisimman tasalaatuiset tulokset. Muissa kerrospaksuuksissa päälystettä lukuun ottamatta saavutettiin hyvät tulokset. Tiiviysmittausten mukaan rakenteet olivat tiivistyneet hyvin. Sen sijaan kerrosten pinnoilta tehty kantavuusmittaukset alittivat selvästi Tielaitoksen yleiset laatuvaatimukset.

Koerakenteiden instrumentointi oli suunniteltu siten, että sillä voitiin arvioida eri kerrosten pysyviä ja hetkellisiä pystysuuntaisia muodonmuutoksia eri kerroksissa. Rakenteet testattiin käyttäen paripyörää. Kevättä vastaavaa tilannetta mallinnettiin vaihtelemalla pohjavedenpinnan tasoa metrin ja puolen metriin syvyydessä päälysteen pinnasta.

Urien vieressä ei tapahtunut juurikaan harjanteen kasvua ja kuormitusten jälkeen tehtyjen kantavuusmittausten perusteella kaikkien rakenteiden kantavuudet kuormitusalueella olivat kasvaneet. Rakenteiden pysyvät muodon-

muutokset testausten aikana olivat siis pääosin tiivistymistä. Rakenteissa ei - suurista urasyvyyksistä huolimatta - havaittu merkittäviä vaurioita.

Rakenteiden urautumista seurattiin kuormituksen aikaisin profilometrimittauksin. Vertailun vuoksi arvioitiin laskennallisesti, kuinka koerakenne olisi urautunut 50 kN akselikuormalla, kun pohjavedenpinta olisi alemmalla tasolla. Lisäksi urautumistuloksia korjattiin vastaamaan tilannetta, jossa kaikissa rakenteissa oli yhtä paksu päällyste. Näin muokattuja tuloksia vertailtiin keskenään. Vertailujen mukaan urasyvyyydet kasvoivat 2,8...3 kertaisiksi kun akselikuormaa kasvatettiin 50 kN:sta 70 kN:iin. Vastaavasti urasyvyyydet kasvoivat 2,2...2,5 kertaisiksi, kun pohjavedenpinta nousi 500 mm. Kun nostettiin sekä akselikuormaa että pohjavedenpintaa, urasyvyyydet kasvoivat 5,5...6,0 kertaisiksi. Urautuvan alueen leveys riippuu myös urasyvyydestä. Kun urasyvyys on suurin, on myös urautuneen alueen leveys suurin.

Rakennekerrosten vesipitoisuus kasvoi radiometristen mittausten mukaan noin 0,2...0,5 % yksikköä, kun pohjavedenpintaa nostettiin pohjamaan yläpintaan. Muutos oli melko pieni - erityisesti hiekan yläosassa, mutta sen vaikutus urautumisnopeuteen oli suuri.

Rakenteiden urautumisen jakautumista eri rakennekerroksiin seurattiin letkupainuma-, pyörrevirta ja Emu-Coil-mittauksin. Mittaukset antoivat keskenään samansuuntaisia tuloksia. Mittausten perusteella mukaan suurin osa kaikkien koerakenteiden pysyvistä muodonmuutoksista tapahtui pohjamaan hiekassa (47...59 %). Päällysteen osuus urautumisesta oli 3,5...6 %, kantavan kerroksen kalliomurskeen 15...23 % ja jakavan soramurskeen 23...27 %. Pohjavedenpinnan ollessa pohjamaan pinnassa pysyvistä muodonmuutoksista suhteessa suurempi osuus tapahtui jakavan kerroksen sorassa ja pohjamaassa. Pohjaveden alemmalla tasolla suurempi osa siirtymistä tapahtui ylempänä kantavassa kerroksessa.

Koerakenteiden materiaalien pysyvissä suhteellisissa muodonmuutoksissa on havaittavissa selvä kasvu tiettyä jännitystilaa vastaavan elastisen muodonmuutoksen ylittyessä. Eli silloin ylitettiin materiaalikohtainen, tiiviys- ja jännitystilasta riippuva 'shakedown' arvo.

Kokemusperäisen nk. neljännen potenssin säännön mukaan päällysteen vaurioitumista voidaan arvioida kuormien suhteen neljännellä potenssilla. VTT:llä tehtyjen 'Kevytpäällysten-hankkeen ja tämän tutkimuksen koekuormitusten mukaan neljännen potenssi sääntö ei toimi ohutpäällysteisillä teillä urautumisen suhteen. Olettaen, neljännen potenssin sääntö on voimassa pienillä ylitysmäärillä, siitä voidaan likimäärin arvioida, että 70 kN:n kuormitustasolla 200...450 ylitystä suuremmilla liikennemäärillä rakenteen mitoittavaksi tekijäksi muodostuvat rakenteen pysyvät muodonmuutokset.

Kokeiden aikana seurattiin dynaamisen maanpaineen kehittymistä hiekkakerroksessa. Näiden ja hetkellisten muodonmuutosmittausten perusteella laskettiin takaisinpäin hiekkakerroksessa toteutuneet palautuvien muodonmuutosten jäykkyysmoduulit. Hiekkakerroksen jäykkyysmoduulit antoivat 15 - 40 % pienempiä tuloksia kuin laboratoriossa määritetyt arvot. Yhtenä syyinä suurehkoon eroon - mittaustarkkuuksien lisäksi - oli se, että laboratoriokokeet tehtiin selvästi kuivemmassa tilassa.

HVS-kokeiden eri vaiheissa syntyi suuri määrä mittaustietoa, jota on tässä tutkimuksessa analysoitu vain tutkimuksen tavoitteiden kannalta. Tuloksia on tarkoitus analysoida edelleen tulevissa jatkotutkimuksissa.

Leena KORKIALA-TANTTU, Rainer LAAKSONEN, Jouko TÖRNQVIST: The effect of the spring and overload to the rutting of a low-volume road. HVS-Nordic-research. Helsinki 2003. Finnish Road Administration. Finnra Reports 11/2003. 51 p. + app. ISSN 1457-9871, ISBN 951-803-010-3, TIEH 3200801.

Keywords: low volume road, accelerated pavement test, rutting, permanent deformation

SUMMARY

The research is part of the development of the economical maintenance of low-volume roads. The research concentrates on the behaviour of pavement with low bearing capacity under spring conditions and overload. Finnish Road Administration Finnra financed the research.

The tested structures consisted of three similar structures. The tests were carried out using a Heavy Vehicle Simulator (HVS). Axle load and spring conditions (water level) were varied from test to test. In all, there were two different axle loads (50 kN and 70 kN) and two different water levels (depths 0.5 m and 1.0 m from the asphalt surface). With the upper water level both 50 kN and 70 kN axle loads were tested. With the lower water level only the 70 kN load was tested. The structures were constructed in January - February 2002 and tested in February - April 2002.

The objective of the research was to study the validity of the 'fourth power rule' on rutting under spring conditions. It makes it possible to evaluate the effect of the possible increase of axle loads on the performance of low-volume roads. It also makes it possible to evaluate the traffic volume above which single overloads dictate the design of the road construction. One other objective is to ascertain how big a part spring plays in the damage process.

The structures tested were constructed in Otaniemi in the test basin with rock walls and sand subgrade. The structures tested represent low-volume road structures. The total thickness of the structures was 500 mm, consisting of 50 mm asphalt concrete, 200 mm crushed rock and 250 mm crushed gravel. The crushed gravel fulfilled the grain size requirements, but not the requirements of the specific surface area.

The construction work was carefully done to achieve even and uniform quality construction layers. The evenness of the layers was good except for the asphalt layer. It was difficult to construct and compact materials in a relatively narrow basin. The bearing capacity measurements were clearly under the requirements of Finnra for low-volume roads. All structures became more compact during the testing. The constructions were insulated from the frost during the construction and testing time.

The instrumentation of the structures was designed to measure both the dynamic and permanent vertical displacements in each layer. The test wheel was a dual wheel with two axle loads. To be able to repeat the tests and interpret them, spring conditions were simulated through two different water levels.

There was only a slight rise alongside the ruts and the bearing capacities of each structure increased during the tests. Therefore, the permanent deformations of the structures seem to be mostly compaction. No notable damage - in spite of the deep rut depths - was detected.

The rutting of the structures was monitored by profilometer measurements. An additional calculation was made to find how much a similar structure would be rutted under an axle load of 50 kN and with a lower water level. The rutting results were also fixed to correspond to a situation with the same thickness of the asphalt concrete. The results were then compared together. According to the results, the depth of the rut grew 2.8 - 3 times bigger when the axle load was raised from 50 kN to 70 kN. Raising the water level 500 mm speeds up the rutting 2.2 - 2.5 times. When both the water level and axle load was raised, the depth of the rut was 5.5 - 6.0 times bigger. It was also noticed that the width of the rutting area depends on its depth. The width of the rut is greatest when the rut is deepest.

The water content of the structure before and after the changes in water level was monitored by radiometric measurements. The water content in the unbound layers above the water level rose about 0.2 - 0.5% units when the water level was raised 500 mm. The change is small, yet it greatly influences the rate of rutting.

Many instruments (Emu-Coils, settlement profile tubes and thickness gauges) were used for monitoring the permanent deformations in different layers. All measurements showed the same features: most of the rutting (about 47 - 59%) happened in the subgrade (sand). The proportion of the asphalt was 3.5 - 6%, the crushed rock 15 - 23% and crushed gravel 23 - 27%. When the upper level of the water was on the surface of the subgrade, deformations were bigger in the subgrade and the crushed gravel. When the water was at its lower level, a relatively greater proportion of the deformations happened in the upper parts of the structure.

A clear growth in the deformations of all the materials was detected once the elastic deformations corresponding to a certain stress state had crossed a particular threshold value. This means that the 'shakedown' value was crossed.

The structural damage can be estimated by using the empirical 'fourth power rule'. This rule assumes that the fourth power of the relation of the axle loads can be used to estimate the growth in the damage. The HVS tests carried out by VTT show that this rule is not valid for estimating the rutting rate of low-volume roads. It is only valid when the traffic volume is very small; in this case 200 - 450 passes. Beyond this, the permanent deformations begin to govern the behaviour.

The earth pressure in the subgrade was monitored during the tests. By using the pressure and deformation results, a back-calculation was made to find out what had been the real resilient moduli. These calculated moduli were compared with the laboratory results. The back-calculated moduli were 15 - 40% smaller than those of the laboratory tests. Contrary to expectations, the resilient modulus was the smallest in the case of the biggest load and lower water level.

During the tests, a great deal of data were recorded. In this research, the data were analysed and studied only within the objectives of the research. The data will be studied more carefully in future research.

ESIPUHE

'Kevään ja yksittäisten ylikuormien osuus ohutpäälystetien vaurioitumisessa' - tutkimus on Tiehallinnon rahoittama HVS-tutkimus, joka on osa vähäliikenteisten teiden taloudellisen ylläpidon kehittämistoimenpiteitä. Tutkimus täydentää omalta osaltaan Kevytpäälysteisten tierakenteiden projektia. Tutkimus tehtiin VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikassa tutkimussuunnitelman mukaisesti Tiehallinnon ohjauksessa.

Tämän HVS-tutkimuksen tavoitteena oli hankkia perustietoa kantavuudeltaan heikkojen tierakenteiden käyttäytymisestä. Ja selvittää samalla neljän potenssin oikeellisuutta sekä kevään vaikutusta kevytpäälysteteillä kuorma-auton kulkua jäljittävällä HVS kuormituksella.

Tutkimus on tehty VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikassa. Markku Tuhola ja Jari Pihlajamäki valmistelivat koeohjelman ja sen rahoituksen. Jouko Törnqvist ja Leena Korkiala-Tanttu olivat vastuussa tutkimuksen yksityiskohtaisemmasta suunnittelusta sekä tulosten käsittelystä. Rakenteiden rakentamisesta, instrumentoinnista ja kuormittamisesta huolehtivat Pekka Halonen sekä Janne Sikiö. Janne Sikiö laati koealueiden suunnitelma- ja instrumentointipiirustukset. Laboratoriokokeet sekä niihin liittyvät raportin selitykset olivat Rainer Laaksosen vastuulla. Raportin laadinnasta ja osatehtävien kokoamisesta vastasi Leena Korkiala-Tanttu.

Espoo, helmikuu 2003

Tiehallinto
Konsultointi

Sisältö

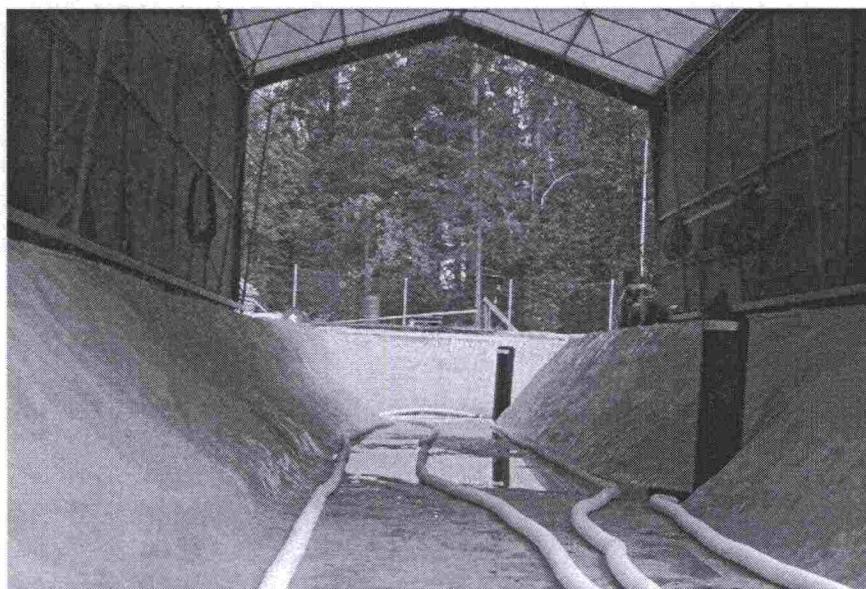
1	YLEISKUVAUS KOEALTAASTA JA KUORMITUKSESTA	13
1.1	Koeallas	13
1.2	Kuormitus	14
2	RAKENTAMINEN	15
2.1	Rakenne	15
2.2	Rakentaminen	15
3	INSTRUMENTOINTI	18
3.1	Johdanto	18
3.2	Rakentamisen aikainen instrumentointi	18
3.3	Rakentamisen jälkeinen instrumentointi	18
3.4	Testausalueiden numerointi	19
4	KOE OHJELMA	20
4.1	Johdanto	20
4.2	In situ-mittaukset	20
4.2.1	FWD	20
4.2.2	Radiometrinen mittaus	20
4.2.3	Rakenteen ja instrumentoinnin vaatukset sekä tiiviysmittaukset.	21
4.3	Laboratoriokokeet ja näytteenotot	21
4.4	Deformaatiotutkimuksen mittaukset	27
4.5	Pohjaveden sääntely rakenteessa	27
4.6	HVS-testaus	27
4.6.1	Yleistä	27
4.6.2	Testin kuormitus- ja olosuhdeparametrit	28
5	MITTAUSTULOKSET	30
5.1	Maanpaine- ja muodonmuutosmittaukset	30
5.2	Kantavuus- ja DOR-mittaukset testauksen jälkeen	30
5.3	Vauriokartoitukset	30
6	TULOSTEN TARKASTELU	32
6.1	Rakentamisen laatu	32
6.1.1	Rakeisuudet ja mittavaatimukset	32
6.1.2	Pohjamaa hiekka	32
6.1.3	Jakavan kerroksen soramurske	32
6.1.4	Kantavan kerroksen kalliomurske	33
6.1.5	Päälyste	33
6.2	Rakenteiden urautumisnopeudet	35
6.3	Pysyvien muodonmuutosten jakautuminen rakenteessa	36

6.4	Neljänneksen potenssin sääntö	39
6.5	Muodonmuutossuhteet	41
6.6	Kantavuuden muutokset pudotuspainolaitetulojen perusteella	42
6.7	Rakenteen urautuminen poikkisuunnassa	43
6.8	Vesipitoisuuden muutokset vedenpinnan eri tasoilla	45
6.9	Hiekkakerroksen takaisinlasketut jäykkyysmoduulit	47
7	JOHTOPÄÄTÖKSET	49
8	KIRJALLISUUS	50
9	LIITTEET	51

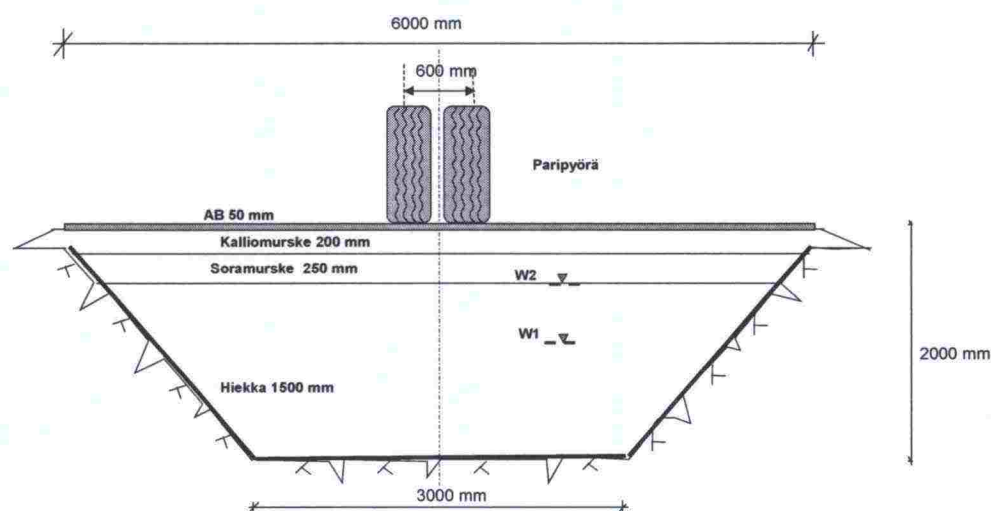
1 YLEISKUVAUS KOEALTAASTA JA KUORMITUKSESTA

1.1 Koeallas

Espoon Otaniemessä on kaksi koeallasta HVS-Nordic:illa tehtäviä kuormituskokeita varten. Toinen allas on betoninen ja toinen on louhittu kallioon. Tutkituissa rakenteissa käytettiin kallioallasta (kuvat 1.1 ja 1.2).



Kuva 1.1. Tyhjä kallioallas vesieristysineen ja vedenpinnan hallintajärjestelmä.



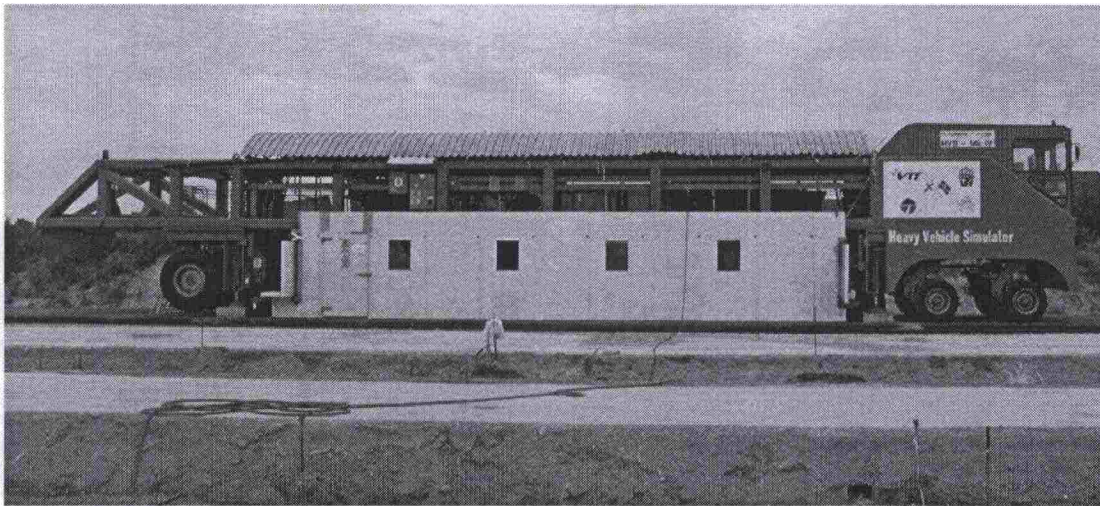
Kuva 1.2. Rakennepoikkileikkaus.

Kallioaltaan yläpinta on maanpinnan tasalla. Sen sisäleveys yläreunassa on 6,0 metriä ja pohjalla 3,0 metriä. Altaan keskimääräinen syvyys on 2,0 met-

riä ja sen kokonaispituus on noin 40 metriä, kun mukaan lasketaan toiseen pään ajoluiska. Altaan pohja ja seinät on vesieristetty uretaanilla ja sen vedenpinnan tasoa voidaan säädellä vesijohtoverkosta johdettavalla vedellä. Altaan ympärille on pystytetty tutkimustyötä suojaava teltta.

1.2 Kuormitus

HVS-Nordic (engl. HVS - Heavy Vehicle Simulator) koetiekone on 23 m pitkä, 3,7 m leveä ja 4,2 m korkea laite (kuva 1.3). Sen kokonaismassa on 46 tn. HVS-Nordicin kuormitusalue voi maksimissaan olla 1,5 metriä leveä. Kuormitusalueen kokonaispituus on kahdeksan metriä, josta kuuden metrin matkalla pyöräkuorma ja sen nopeus ovat tasaisia. Kuormitusalueen molemmissa päissä yhden metrin matka kuluu pyörän kiihdyttämiseen, jarruttamiseen ja yksisuuntaisessa kuormituksessa pyörän laskemiseen ja nostamiseen kuormitusalueesta. Pyöräkuormituksen nopeus voidaan säätää 1 - 12 km/h välillä. Kuormittavan pyörän sivuttaisliikkeeksi voidaan valita millainen jakautuma tahansa 50 millimetrin sivusiirroin. Kuormitus voidaan tehdä yksi- tai kaksisuuntaisesti.



Kuva 1.3. HVS-Nordic-koetiekone.

Simulaattorilla saatavan kuorman yläraja on 110 kN ja alaraja on 20-25 kN. Kuorma voidaan kohdistaa rakenteeseen kuorma-auton yksittäisen pyörän tai paripyörän välityksellä. Lisäksi kuormitukselle voidaan antaa dynaaminen lisäkuorma simuloimaan tien epätasaisuudesta aiheutuvia lisärasituksia. Simulaattorilla on teoriassa mahdollista ajaa 25 000 kuormitusta vuorokaudessa (kaksisuuntainen kuormitus).

Laitteeseen kuuluu lämmitys-jäähdytysyksikkö, jonka avulla testattava tierakenne pidetään halutun lämpöisenä. Laitteen siirto vaatii kylmäeristeiden purkamisen ja suuremmissa siirroissa myös testipyörän irrottamisen.

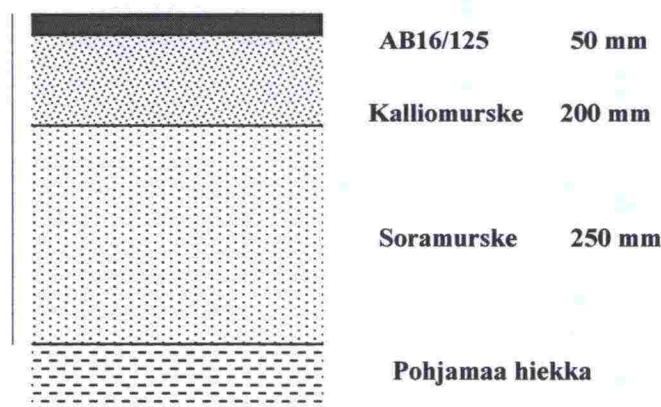
2 RAKENTAMINEN

2.1 Rakenne

Koerakenne rakennettiin Otaniemen kallioaltaaseen. Kaikilla testattavilla alueilla käytettiin samaa rakennetta. Rakennekerrosten kokonaispaksuus oli 500 mm. Valittu rakenne vastaa alemman tieverkon ohutpäällysteisten teiden päällysrakenteita.

Ennen koerakenteen rakentamista vanhat koerakenteet purettiin altaasta pohjamaakerroksen pintaan asti. Pohjamaana oli siten edellisen koerakenteen pohjalla ollutta hiekkaa, jota ei poistettu altaasta. Hiekka oli rakeisuudeltaan hienohiekkaa - keskihiekkaa.

Jakavana kerroksena oli ns. 'huonoa' soramursketta, jonka raekoko oli 0 - 35 mm ja kerrospaksuus 250 mm. Soramurskeen rakeisuus on TYLT:n mukaan hyväksyttävä, mutta sen ominaispinta-ala on selvästi suurempi kuin vaatimukset edellyttävät. Siksi se reagoi herkästi vesipitoisuuden muutoksiin. Kantava kerros tehtiin Teiskon kalliomurskeesta 0 - 32 mm 200 mm paksuisena. Päällysteeksi levitettiin 50 mm kerros asfalttibetonia (AB16/125, B70/100). Rakennekerrokset on esitetty kuvassa 2.1.



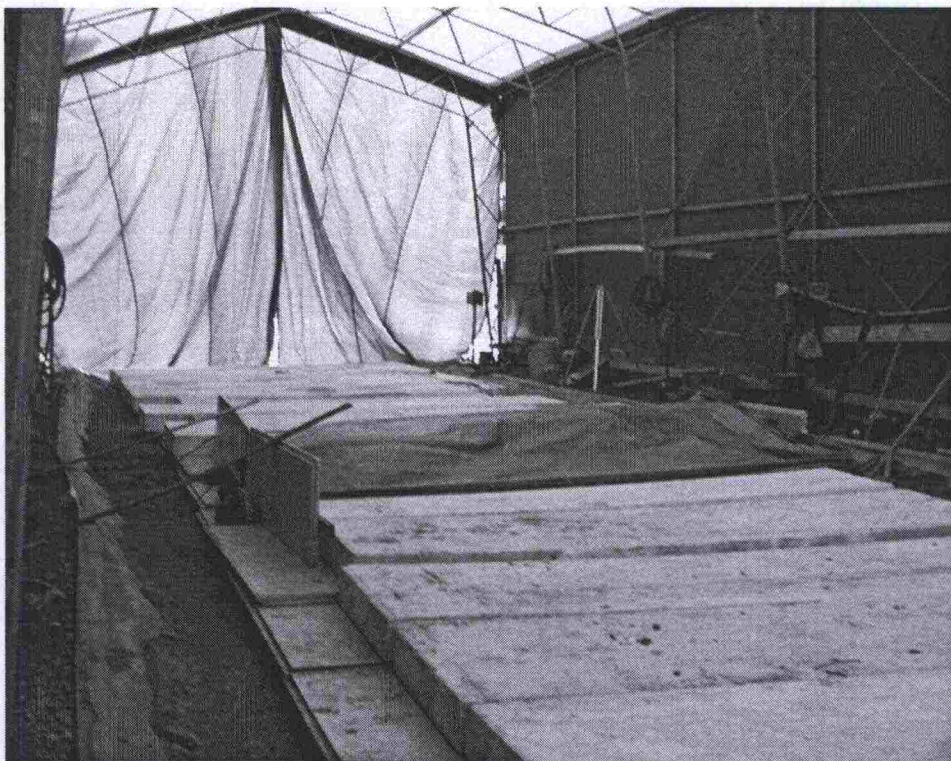
Kuva 2.1. Rakennekerrokset.

2.2 Rakentaminen

Koerakenne rakennettiin tammi- helmikuussa 2002. Edellinen altaassa ollut rakenne oli ollut alkutalven suojaamattomana, joten sen yläosat olivat rouhtaantuneet. Työ aloitettiin siis pohjamaan yläosan sulattamisella.

Rakennustyöt tehtiin siten, ettei rakenne myöhemmin päässyt jäätymään rakennus- tai testausaikana ainakaan kuormitettavalta alueelta. Rakenteen suojana oleva teltta suljettiin päistään, jolloin saatiin estettyä tuulen jäähdyt-

tävä vaikutus. Roudan tunkeutuminen rakenteeseen sen eri vaiheissa estettiin lämpöeristeillä ja lämpöpuhaltimin (kuva 2.2).



Kuva 2.2. Rakenteen suojaus eristämällä.

Pohjamaana oleva hiekka tasoitettiin, tiivistettiin ja siihen asennettiin instrumentit. Työn laatua seurattiin kerroksen pinnalta Loadman-, vesivolymetri- ja Troxler-mittauksiin sekä vaaituksin.

Päällysrakenteen alempi kerros rakennettiin soramurskeesta, joka tuotiin Jutikkalasta. Kerroksen paksuus tiivistettynä oli noin 250 mm. Siihen jätettiin levitysvaiheessa 30 mm tiivistymisvara. Tiivistys suoritettiin sileävalssiyrällä (noin 3 - 4 t) käyttäen kuutta ylitysajokertaa ja täryä. Talvityön johdosta materiaalia ei kasteltu tiivistyksen aikana. Myös soramurskeen tiivistyksen laatua tarkkailtiin Loadman-, hiekkavolymetri- ja Troxler-mittauksiin. Tiivistetty kerros instrumentoitiin ja siitä otettiin näytettä.

Kantavan kerroksen kalliomurskemateriaalina käytettiin edellisistä kokeista purettua mursketta. Kalliomurskekerroksen tavoiteltu kokonaispaksuus tiivistettynä oli 200 mm, jolloin murskeen levityspaksuus oli 225 mm. Tiivistys tehtiin kuten soramurskekerrokselle yhtenä kerroksena ilman kastelua. Työn laatua tarkkailtiin Loadman-, pudotuspainolaite-, hiekkavolymetri- ja Troxler-mittauksiin sekä vaaituksin. Tiivistetty kerros instrumentoitiin ja siitä otettiin näytettä.

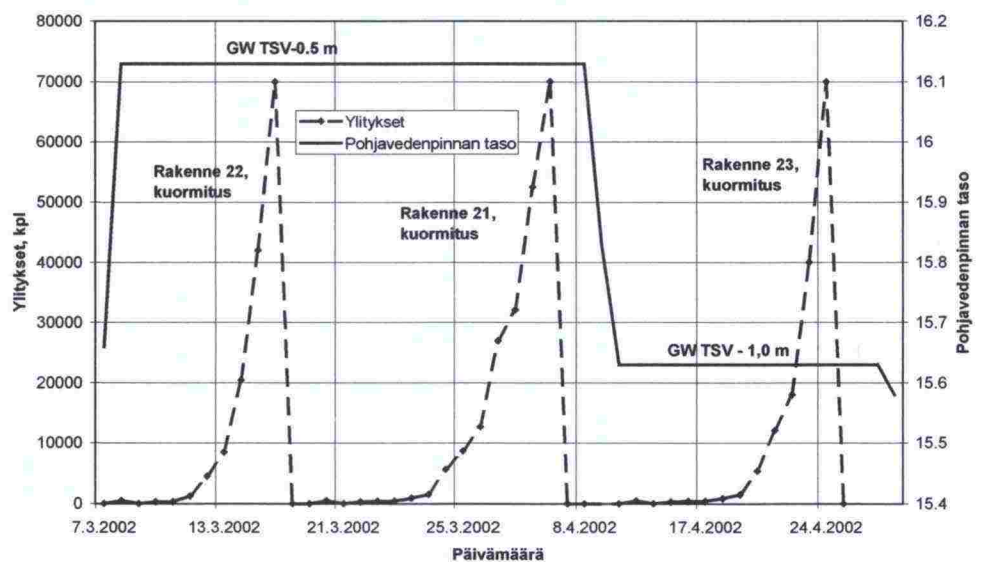
Koska kerrokset rakennettiin ja instrumentit asennettiin talviaikana ulkona, eristettiin koko rakenne huolellisesti aina työvuoron jälkeen. Lisäksi kuormi-

tettavan alueen pysyminen sulana varmistettiin lämpöpuhaltimin. Kerrosten lämpötilaa seurattiin jatkuvasti lämpömittarein useasta kohtaa rakennetta. Rakenteen sivustat kuormitettavan alueen ulkopuolelta jäätyivät muutaman asteen verran, mutta tästä ei aiheutunut varsinaista vahinkoa tai mittausteknisiä ongelmia rakenteelle.

Sidottu kerros tehtiin asfalttibetonista. Se tiivistettiin sileävalssiyrällä normaalisti. Asfaltti levitettiin noin 4.5 metrin alueelle. Sidotun kerroksen tavoitepaksuus tiivistettynä oli noin 50 mm. Työn laatua tarkkailtiin vaaituksin sekä Loadman- ja pudotuspainolaitemittauksin. Lopuksi kerros instrumentointiin. Päälysteen tasaisuutta mitattiin kokeen jälkeen tehdyillä DOR-mittauksilla.

Vedenpinnan perustasona kahden ensimmäisen kokeen aikana pidettiin jakavan kerroksen alapintaa (W2). Viimeisen kokeen aikana vedenpinta laskettiin noin 1000 mm syvyyteen päälysteen pinnasta (W1). Testauksen alkuvaiheessa, ennen kun koetiekone siirrettiin testausalueelle, pohjavedenpinta nostettiin jakavan kerroksen alapintaan alkumittauksia varten (pudotuspainolaite jne.). Pohjavesi laskettiin siirron ajaksi metrin syvyyteen. Vedenpinta nostettiin takaisin jakavan alapintaan ennen koestusta ja kun tilanne oli tasoittunut, voitiin varsinainen testaus aloittaa.

Testaus aloitettiin maaliskuun alussa. Testausjärjestys oli seuraava: rakenne 22 (50 kN, W2), rakenne 21 (70 kN, W2) ja viimeisenä rakenne 23 (70 kN, W1). Kuvassa 2.3 on esitetty kuormitusaikataulu sekä pohjavedenpinnan muutokset.



Kuva 2.3. Rakenteiden kuormitus ja tarkkailukaivosta mitatut pohjavedenpinnan tasot.

3 INSTRUMENTOINTI

3.1 Johdanto

Instrumentoinnin tavoitteena oli tarkkailla mittauksin rakenteessa tapahtuvia muodonmuutoksia sekä kosteuden ja lämpötilan muutoksia. Kuormituksen aikana mitattiin rakenteellisia muodonmuutoksia, maanpaineita ja kerrosten vesipitoisuutta. Mittauksissa rekisteröitävät vasteet olivat sekä dynaamisia että staattisia.

Instrumenteista osa asennettiin koerakenteen rakentamisen jälkeen. Rakentamisen aikana rakenteeseen asennettiin anturit maanpaineen sekä siirtymien (Emu-coil anturit ja painumaletkut) mittaamista varten.

3.2 Rakentamisen aikainen instrumentointi

Rakennusaikana asennetut instrumentit on esitetty taulukossa 3.1. Anturit kalibroitiin sekä asennettiin paikoilleen huolellisesti instrumenttikohtaisia ohjeita noudattaen. Koerakenteeseen asennettiin myös nk. Deformaatioprojektiin liittyviä instrumentteja (painumaletkuja ja alumiinifolioita). Nämä instrumentit, niiden asennus ja mittaukset rahoitettiin Deformaatioprojektista.

Taulukko 3.1. Rakennusaikana asennettavat instrumentit.

Mitattava suure	Instrumentti	Määrä eri kuormitusalueilla
maanpaine	painerasia	3+3+3
Siirtymä	Emu-coil	11+11+11
Painuma (deformaatioprojekti)	Paineletku, Druck PDCR	2+2+2 1
Alumiinifoliot (deformaatioprojekti)		2 + 2 + 2

3.3 Rakentamisen jälkeinen instrumentointi

Rakentamisen jälkeisten instrumenttien ja niiden asennusputkien asentamisen yhteydessä varottiin erityisesti jo rakennusaikana asennettuja mittausinstrumentteja ja niiden johdotuksia.

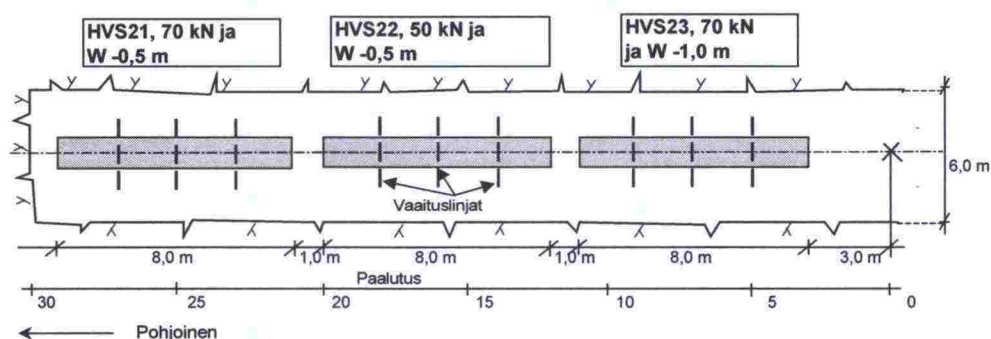
Rakentamisen jälkeinen instrumentointi koostui lämpötilaa, rakenteessa olevan veden määrää sekä asfaltin taipumaa mittaavista instrumenteista ja niiden asennusputkista. Taipumaa mitattiin asfaltista kiihtyvyyssanturilla, joka asennettiin kullekin rakenteelle juuri vasta ennen testin alkua. Taulukossa 3.2 esitetään rakentamisen jälkeen asennettavien instrumenttien määrät eri kuormitusalueilla.

Taulukko 3.2. Rakentamisen jälkeen asennettavat instrumentit.

Mitattava suure	Instrumentti	Määrä eri kuormitusalueilla
ulkoilman lämpötila	lämpötila-anturi	2
asfaltin lämpötila	Cu-konstantaanipari	3+3+3
tiheys ja tilavuusvesipitoisuus	mittausputki (VPGR)	1+1+1
pohjavedenpinta	pohjavesiputki	1+1
taipuma	kiihtyvyyssanturi	1+1+1

3.4 Testausalueiden numerointi

Kuvassa 3.1 on esitetty testausalueiden numerointi, kuormat sekä pohjavedenpinnan tasot. Liitteessä 1 on esitetty tarkemmat rakenteiden kartat, poikileikkaus sekä pituusleikkaukset. Näissä piirustuksissa on esitetty instrumenttien sijainnit, rakenteen geometria sekä kuormitusalueet.



Kuva 3.1. Testausalueiden mitat ja numerointi.

4 KOE OHJELMA

4.1 Johdanto

Koerakenteelle ja sen materiaaleille ennen rakentamista ja sen aikana tehtyjen kokeiden ja mittausten tarkoituksena oli selvittää koerakenteen materiaalien ominaisuuksia sekä pyrittiin verifioimaan materiaalien toimintaa rakenteissa. Osaltaan tutkimukset toimivat koerakenteen laadunvalvonnan apuna.

HVS-testauksen aikana mittauksilla pyrittiin selvittämään muun muassa rakenteessa vallitsevia maanpaineita, vesipitoisuutta sekä deformaation kannalta rakenteen kriittisten osien siirtymiä. Välillisesti mittauksilla pyrittiin selvittämään ulkoisen rasituksen alaisessa rakenteessa vallitsevan jännitysmuodonmuutostilan ja rakenteissa todettavan vaurioitumisen välistä yhteyttä.

Testin jälkeen tapahtuvilla mittauksilla pyrittiin selvittämään rakenteen kantavuuden vaihtelua vuodenaikojen ja olosuhteiden muuttuessa sekä rasitetun rakenteen eri kerroksissa muodostunutta deformaatiota.

4.2 In situ-mittaukset

4.2.1 FWD

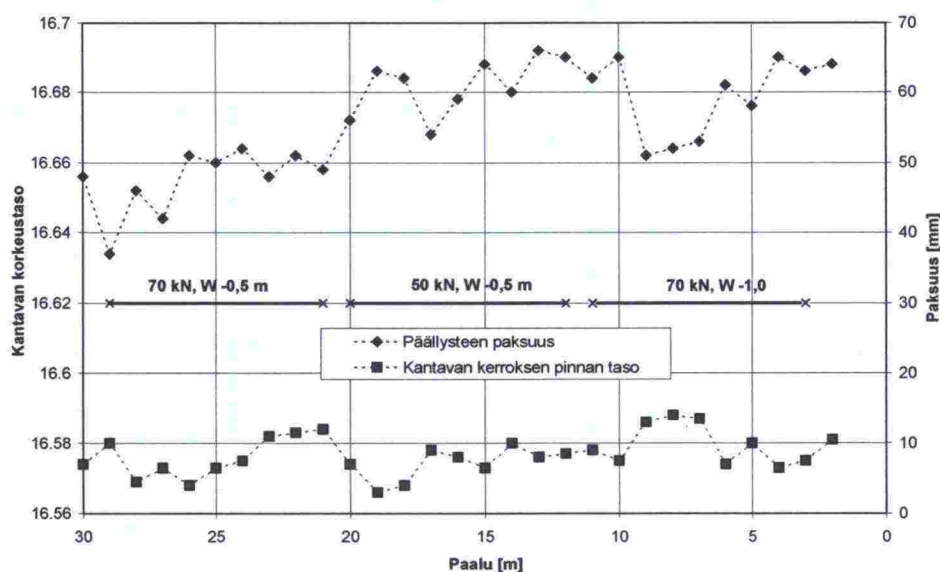
Pudotuspainomittaukset tehtiin kalliomurskeen sekä päällysteen pinnasta heti ao. rakenteen rakentamisen jälkeen. Testauksen alussa, ennen kuin koetiekone oli siirretty testausalueelle, pohjavedenpinta nostettiin jakavan kerroksen alapintaan (W2). Pudotuspainomittaukset uusittiin tässä vaiheessa. Pohjavedenpinta laskettiin koestuksen aikaiseen perustasoonsa (W1) 1 metrin syvyydelle ja pudotuspainomittaukset suoritettiin uudelleen. Rakentamisen aikana tehtyjen mittausten tulokset on esitetty liitteessä 2.

4.2.2 Radiometrinen mittaus

Radiometriset mittaukset tehtiin, kun vedenpinta oli jakavan alapinnassa sekä kun vedenpinta oli laskettu alas ennen koetta pohjavedenpinnan tasannuttua. Mittaukset jokaiselta testausalueelta tehtiin kahdella eri vedenpinnan tasolla ennen koestusta sekä testauksen loputtua. Viimeksi testattavalla alueella mittaukset tehtiin pohjavedenpinnan alennuksen jälkeen, viikon kuluttua tästä sekä kokeen lopussa. Kaikista kohteista tehtiin lisäksi mittaukset pari kuukautta kokeen päätyttyä, kun pohjavesi oli reilusti tason -1,0 metriä alapuolella. Mittaustulokset on esitetty liitteessä 2.

4.2.3 Rakenteen ja instrumentoinnin vaaitukset sekä tiiviysmittaukset.

Jokaisen kerroksen pinta vaaittiin jokaisen kuormitusalueen osalta ennen seuraavan rakentamista. Myös instrumenttien korkeussijainnit paikannettiin vaaitsemalla. Kuvassa 4.1 on esitetty kantavan kerroksen pinnan suhteellinen korkeustaso sekä päällysteen paksuus. Vaaitus- ja tiiviysmittausten tulokset on esitetty liitteessä 2.



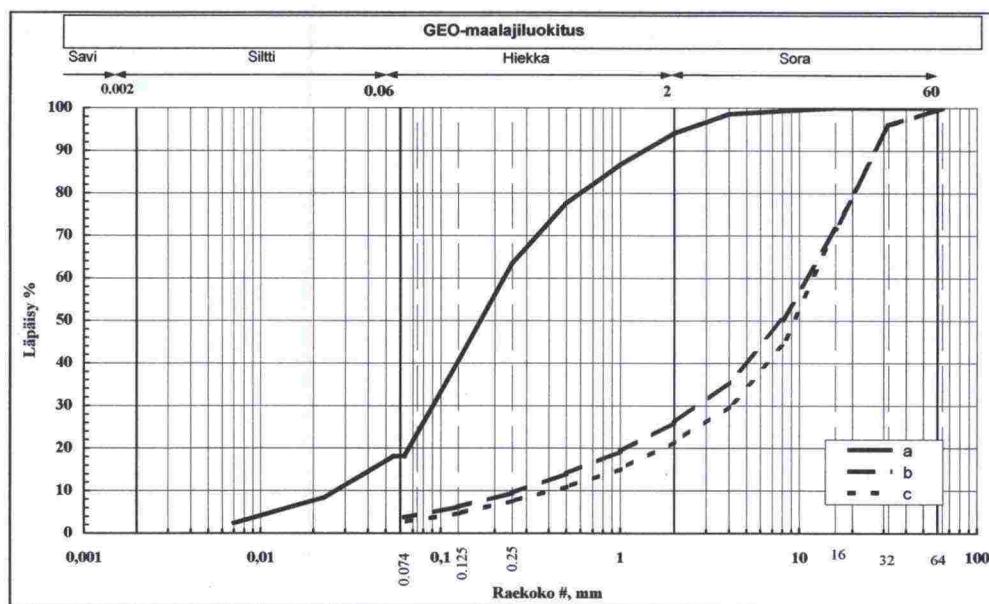
Kuva 4.1. Päällysteen paksuus ja kantavan kerroksen yläpinnan korkeustaso.

4.3 Laboratoriokokeet ja näytteenotot

Laboratoriokokeisiin sisältyivät sitomattomien materiaalien rakeisuus- ja tiivistettävyyismääritykset sekä jäykkyyssmoduuli- ja lujuuskokeet. Materiaaleille ei tehty deformaatio-ominaisuuksien määrittystä.

Materiaalit ja materiaaliominaisuudet

Kokeissa käytetyt sitomattomat materiaalit olivat hiekka, soramurske ja kalliomurske. Pohjamaana käytettiin altaaseen edellisissä kokeissa (Reflex ja EPStress) asennettua hiekkaa. Soramurske (#0-35 mm) on peräisin Jutikalasta. Soramurske on laadultaan hieman keskinkertaista heikompaa, sillä sen ominaispinta-ala on $4,36 \text{ m}^2/\text{g}$ (PANK 2401). Kalliomurske (#0-32 mm) on peräisin Teiskosta. Materiaalien ominaisuuksia on kuvattu 'Kevytpäällyste'-tutkimuksessa /Törnqvist & Jauhiainen 2001/. Kalliomurskeesta ja sorasta poistettiin yli 32 mm rakeet ennen kokeita. Materiaalien rakeisuuskäyrät on esitetty kuvassa 4.2.



Kuva 4.2. Tutkittujen materiaalien rakeisuuskäyrät (a=hiekka, b=soramurske, c=kalliomurske).

Hiekalle, soramurskeelle ja kalliomurskeelle tehtiin parannetut Proctor -kokeet maksimikuivairtiheyden ja optimivesipitoisuuden määrittämiseksi. Tulokset on esitetty taulukossa 4.1. Proctor -kokeiden tulokset on esitetty liitteessä 3.

Taulukko 4.1. Tutkittujen materiaalien Proctor -kokeiden tulokset.

Materiaali	Maksimikuivairtiheys / -kuivatilavuuspaino (g/cm ³ / kN/m ³)	Optimivesipitoisuus (%)
Hiekka	1,91 / 18,7	10,4
Soramurske	2,35 / 23,1	5,6
Kalliomurske	2,14 / 21,0	5,0

Jäykkyysmoduulikokeet

Kokeet tehtiin SHRP P46 -protokollaa noudattaen ja osin sitä laajentaen. Tavoitteena oli saada kuva materiaalin jäykkyyden vaihteluista eri jännitystiloiissa. Kokeissa käytettiin näytelieriötä, minkä halkaisija (D) oli 152 mm ja korkeus (H) oli 300 mm.

Materiaalien tilamuuttujat (tiheys ja vesipitoisuus) valittiin hiekan, soramurskeen ja kalliomurskeen osalta tehtyjen Proctor -kokeiden ja rakenteen tiiveysmittausten (volyometri, Troxler) tulosten perusteella. Kokeisiin valitut tiheydet ja vesipitoisuudet on koottu taulukkoon 4.2. Koevesipitoisuudeksi valittiin optimivesipitoisuus - 2 %-yksikköä. Poikkeuksen teki soramurske, joka tehtiin epähuomiossa hieman kuivempänä.

Taulukko 4.2. Moduulikokeissa käytetyt materiaalien tilamuuttujat (tavoite).

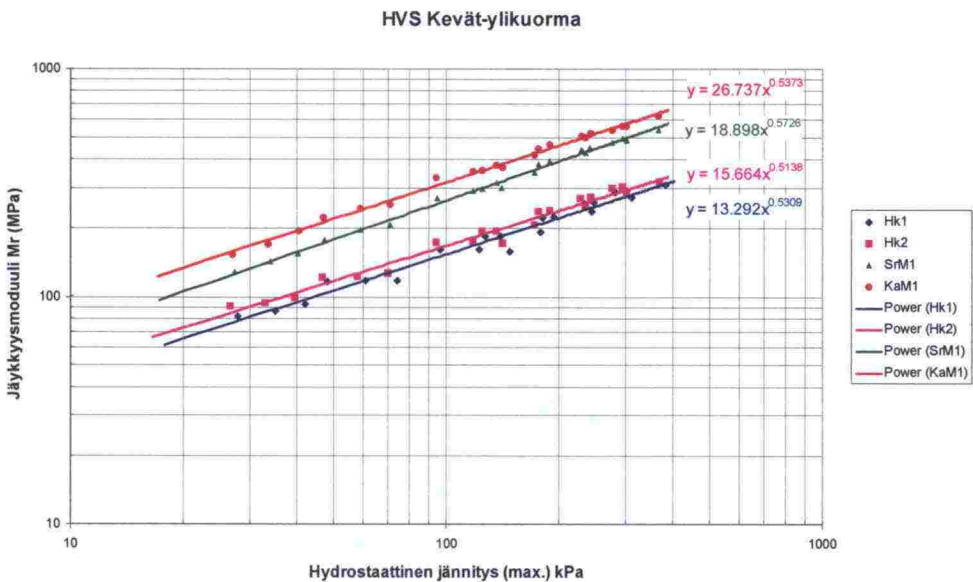
Materiaali	Kuivairtitiheys (g/cm ³)	Vesipitoisuus (%)
Hiekka	1,8	8,4
Soramurske	2,2	3,0 (3,6)
Kalliomurske	2,1	3,0

Näytteiden tavoitetilä on esitetty taulukossa 4.2. Näytteissä ennen koetta toteutuneet tiheydet, vesipitoisuudet ja tiiveysasteet on esitetty taulukossa 4.3.

Taulukko 4.3. Moduulikokeissa toteutuneet materiaalien tilamuuttujat (alussa).

Materiaali	Kuivairtitiheys (g/cm ³)	Vesipitoisuus (%)	Tiiveysaste (%)
Hiekka	1,80	8,36	94,1
Hiekka (2)	1,80	8,35	94,4
Soramurske	2,22	3,03	94,3
Kalliomurske	2,10	2,89	97,8

Koetuloksista laskettiin jokaiselle materiaalille ja kuormitusportaalte jäykkyysmoduuli. Kullekin materiaalille määrätettiin jäykkyysmoduulit 21 eri jännitystilassa. Tulokset on esitetty kuvassa 4.3 sekä numeerisesti liitteessä 3.



Kuva 4.3. Moduulikokeet. Jäykkyysmoduulin arvot eri materiaaleilla käytetyillä jännitystasoilla.

Tulosten tarkastelu

Jäykkyysmoduulimääritykset SHRP P46 –menetelmällä onnistuivat hyvin kaikkien materiaalien osalta. Hiekan osalta jäykkyystaso jäi alhaisemmaksi kuin tunnetut hiekkojen jäykkyyydet. Hiekkojen jäykkyysksiä on selvitetty mm. TPPT-projektissa /Kolisoja 1996/ (suodatinhiekkä, jakavan kerroksen hiekkä) ja ICT-projektissa /Laaksonen et al. 1999/. Tässä tutkimuksessa tutkittu hiekkä oli näistä hienorakeisin, ja kokeet tehtiin ICT-projektiin nähden alhaisemmassa tiiveysasteessa. TPPT-tutkimuksen hiekat olivat tiiviitä soraisia hiekoja ja ne testattiin rakenteesta määritetyssä tiiveystilassa.

Kalliomurskeen jäykkyys oli - samoin kuin hiekankin - alhaisempi kuin ICT-tutkimuksessa tutkitun vastaavan rakeisuuden omaavan, 100 % tiiveysasteessa tutkitun näytteen jäykkyys. TPPT-projektissa ei vastaavan rakeisuuden omaavaa kalliomursketta tutkittu. Soramurskeen jäykkyystaso vastasi TPPT-projektissa soramurskeelle määritettyjä arvoja. Sitä vastoin jäykkyys ylitti ICT-projektissa huonolaatuiselle soramurskeelle määritetyt jäykkyyydet.

Lujuuskokeet

Kokeet tehtiin yhdellä näytteellä ns. moniportaisella koemenettelyllä. Tässä menettelyssä näyte kuormitettiin murtoon ensin yhdellä sellipaineella, jonka jälkeen sellipainetta nostetaan ja näyte ajetaan uudelleen murtoon. Kokeet koesarjassa tehtiin neljällä sellipaineella: 10, 20, 40 ja 80 kPa. Sellipaine aiheutettiin imemällä näytteeseen osittainen alipaine (sellipaineen suuruinen).

Kokeen aikana näytteestä mitattiin voiman lisäksi pysty- ja vaakamuodonmuutokset siten, että jännitykset voitiin laskea mahdollisimman oikein koko lujuuskokeen aikana. Materiaalien tilamuuttujat ovat samat kuin moduulikoissa. Kokeisiin valitut tiheydet ja vesipitoisuudet on koottu taulukkoon 4.2.

Lujuus

Näytteiden tavoitetila on esitetty taulukossa 4.2. Näytteissä ennen koetta toteutuneet tiheydet, vesipitoisuudet ja tiiveysasteet on esitetty taulukossa 4.4.

Taulukko 4.4. Lujuuskokeissa toteutuneet materiaalien tilamuuttujat (alussa).

Materiaali	Kuivairtitiheys (g/cm ³)	Vesipitoisuus (%)	Tiiveysaste (%)
Hiekkä	1,81	8,39	94,5
Soramurske	2,22	2,89	94,5
Kalliomurske	2,14	2,90	99,6

Lujuuskokeiden muodonmuutos - leikkausjännityskuvaajat on esitetty kuvassa 4.4. Koetuloksista määritetyt sellipaine (σ_3) - leikkauslujuus (τ) -pisteet on esitetty kuvassa 4.5. Jokaisen lujuuskokeen tuloksista määritettiin kitkakulma ja koheesio. Menetelmästä johtuen määritetyt lujuusparametrit edustavat enemmänkin kriittisen tilan lujuutta, kuin materiaalin huippulujuutta. Koetuloksista voi myös havaita, että ensimmäinen piste ei sovi joukkoon - koetta ei oltu jatkettu tarpeeksi pitkään. Pisteet eivät myöskään sijoitu suoralle, eli käytetyllä jännitysalueella (sellipaine 10-80 kPa) lujuuden kehitys ei ole lineaarista. Kitkakulma ja koheesio määritetään seuraavilla kaavoilla (4.1 ja 4.2).

$$\tan \phi = S_f / (1 + S_f)^{0.5} \quad (4.1)$$

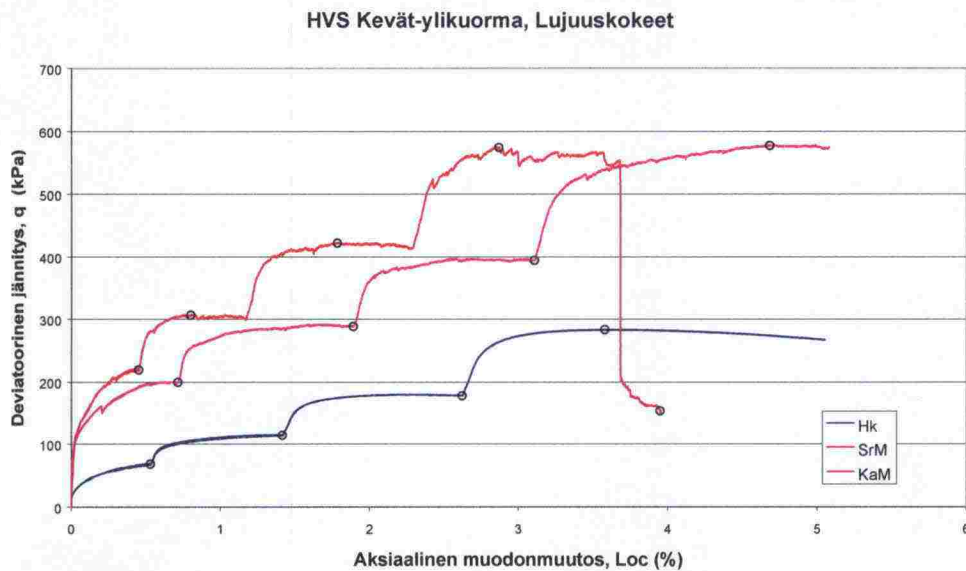
$$c = \tau_0 / (1 + S_f)^{0.5} \quad (4.2)$$

missä ϕ on kitkakulma ($^\circ$)
 c koheesio (kPa)
 S_f sovitussuoran kaltevuus σ_3 - τ -koordinaatistossa
 τ_0 sovitussuoran leikkauspiste τ -akselilla

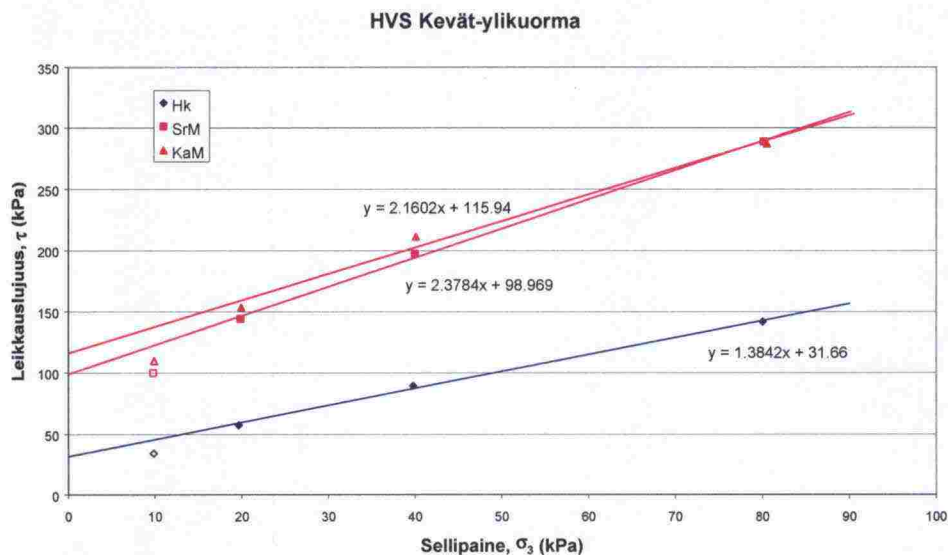
Koetuloksista tulkitut lujuusparametrit on koottu taulukkoon 4.5. Tulkinnessa ei ole otettu huomioon sellipaineella 10 kPa tehtyä koeosuutta, eli tulkinta on tehty kolmen viimeisen pisteen mukaan (kuva 4.5). Tulkinnessa ei myöskään ole otettu huomioon minkäänlaisia kumikorjauksia.

Taulukko 4.5. Lujuusparametrit eri materiaaleille.

Materiaali	Kitkakulma ($^\circ$)	Koheesio (kPa)
Hiekka	41,9	12,9
Soramurske	52,3	35,6
Kalliomurske	50,5	43,0



Kuva 4.4. Lujuuskokeet. Deviatorisen jännityksen kehittyminen eri kokeissa sellipaineen muuttuessa.



Kuva 4.5. Lujuuskokeet. Lujuusparametrien määrittäminen sellipaine - leikkauslujuus -koordinaatistossa

Tulosten tarkastelu

Lujuusparametrien määrittämissä kokeissa uudentyypisellä moniportaisella kokeella onnistuivat kohtalaisesti. Kokeet tuottivat ennako-odotusten mukaiset tulokset lujuusparametreille. Jatkossa kokeissa tulisi myös tehdä palautus aksiaalisen kuorman nolla-arvoon ennen seuraavan kuormitusportaan aloitusta. Näin menetellen voitaisiin määrittää myös nyt puuttumaan jäänyt staattinen jäykkyyshuomio kullekin jännitystasolle. Tuloksien perusteella voidaan to-

deta, että kuormitusportaita jatkettiin näissä kokeissa jonkin verran turhan pitkään. Pienemmälläkin porraskohtaisella muodonmuutoksella oltaisiin voitu määrittää kitkakulma ja koheesio riittävän luotettavasti, ilman näytteen tilan merkittävää muuttumista.

Kokeet tehtiin yhdessä tiiveys- ja kosteustilassa, joka valittiin rakenteesta mitattujen arvojen perusteella. Tiheyden (tiiveysasteen) nosto lisäisi kitkakulman arvoa, mutta pieni vesipitoisuuden muutos (-1% ... +2 %) ei todennäköisesti vaikuttaisi siihen mainittavasti.

4.4 Deformaatiotutkimuksen mittaukset

Deformaatiotutkimukseen liittyvät mittaukset tehtiin erillisen suunnitelman mukaan testauksen alussa sekä lopussa. Mittauksiin kuului sekä letkupainuma- että pyörrevirtamittauksia. Mittausten tarkoituksena oli selvittää eri mittausten menetelmien luotettavuus ja käyttökelpoisuus pysyvien muodonmuutosten määrittämisessä eri kerroksissa. Mittausten tulokset on esitetty liitteessä 7 ja erillisessä työraportissa /Kivikoski & Laaksonen 2002/.

4.5 Pohjaveden sääntely rakenteessa

Pohjavedenpintaa seurattiin kokeen aikana pohjavesiputkista sekä kaivosta. Kokeen alussa tilannetta seurattiin kaikista putkista. Vedenpinta mitattiin joka koestuksen alussa ja lopussa sekä koestuksen aikana kerran kahdessa päivässä ainakin yhdestä putkesta.

Pohjavedenpinta nostettiin ennen koneen siirtoa jakavan kerroksen alapintaan ja laskettiin sitten alas koneen tuonnin ajaksi. Kahden ensimmäisen kokeen aikana pohjavedenpinta oli jakavan alapinnan tasossa (puoli metriä päälysteen pinnasta 4.3.2002 - 28.3.2002) ja viimeisen kokeen aikana metrin syvyydellä. Viimeinen koe aloitettiin lähes kolmen viikon päästä 16.4.2002. Näin haluttiin varmistua siitä, että rakenne on kuivunut riittävästi vedenpinnan alentamisen jälkeen.

4.6 HVS-testaus

4.6.1 Yleistä

Koneen siirto rakenteen päälle tehtiin, kun pohjavedenpinta oli asettunut noin 1 metrin syvyyteen 26.2.2002. Koealueiden testaus aloitettiin keskimäisestä alueesta (rakenne 22), seuraavana testattiin uloin alue (rakenne 21) ja viimeisenä altaan ensimmäinen alue (rakenne 23). Kuormitettavaksi pyöräksi valittiin paripyörä, kuormitus tehtiin kaksisuuntaisena ja kuormitusnopeus oli 12 km/h. Alueella 22 pyöräkuormana käytettiin 50 kN:a ja vedenpinta oli jakavan alapinnassa (syvyys AB - 0.5 m). Rengaspaine 50 kN:n kuormalla oli 700 kPa. Alueilla 21 ja 23 käytettiin kuormaa 70 kN ja rengas-

painetta 850 kPa. Pohjavedenpinta alueella 21 pidettiin edelleen jakavan kerroksen alapinnassa. Viimeisessä kokeessa (alue 23) pohjavedenpinta laskettiin metrin syvyyteen päällysteen pinnasta.

Pohjavedenpinta eri kuormitusalueiden testauksen aikana pyrittiin pitämään vakiona. Rakenteiden ei annettu jäätyä rakentamisen jälkeen eikä rakentamisen aikana kuormitettavilta alueelta. Rakenteiden lämpötila kuormituksen aikana oli + 10 °C.

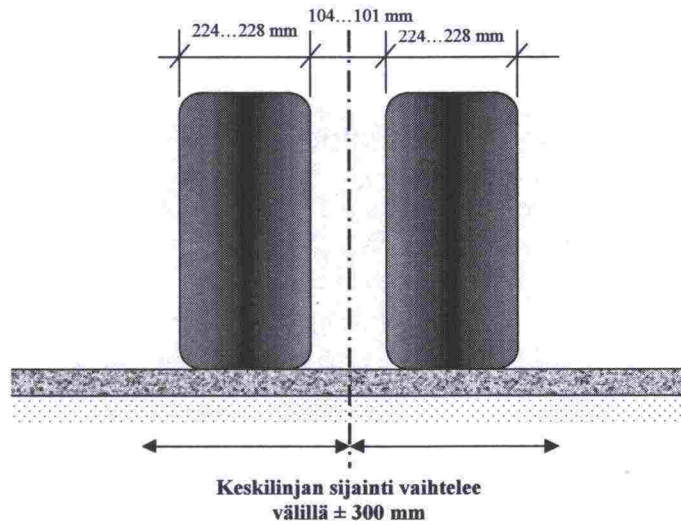
4.6.2 Testin kuormitus- ja olosuhdeparametrit

Taulukossa 4.6 on esitetty kokeiden kuormitusohjelmat. Jokaisen koestuksen alussa tehtiin esikuormitus, jossa käytettiin 20 kN:n kuormaa. Tämän kuormituksen jälkeen tehtiin alkumittaukset. Testauksen kuormitusjakautumana käytettiin kuvan 4.7 mukaista jakautumaa, jossa kuormien sijaintien väli oli 100 mm. Yhden kuormitusjakson ylityskertojen määrä valittiin alkukuormitusten perusteella sellaiseksi, että mittaukset pystyttiin suorittamaan myös oikean puoleisessa ääriasennossa. Maanpaine ja muodonmuutosmittaukset tehtiin kuormituksen sijaitessa suoraan keskellä sekä oikeassa ääriasennossa. Uramittaukset pyrittiin tekemään aina samasta kuormitusvaiheesta ts. paripyörän sijainti oli aina sama mittauksia tehdessä. Kuvassa 4.6 on esitetty pyöräparin poikkisuuntaiset mitat.

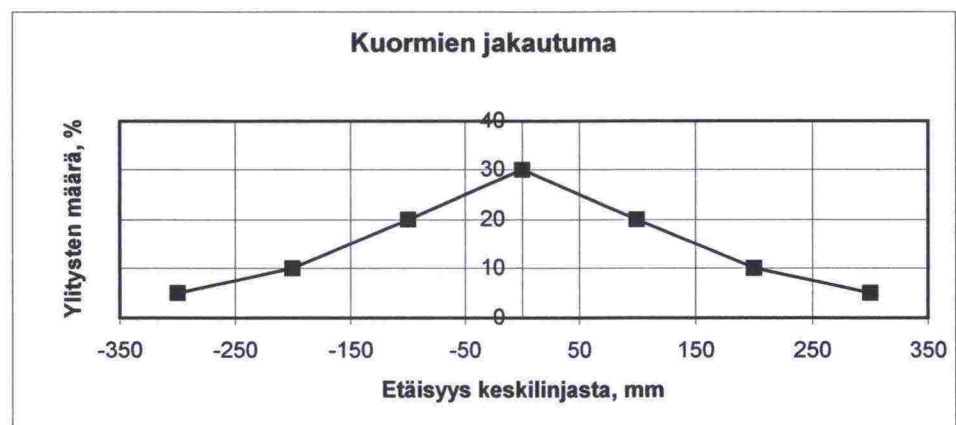
Alkumittausten jälkeen kuormaa nostettiin 10 kN välein, kunnes saavutettiin varsinainen kuormitustaso. Sen jälkeen mittausväli pyrittiin jakamaan siten, että mittauksia voitiin tehdä aluksi uramuodostuksen 1.5 mm ja lopuksi 3.0 mm välein. Tavoitteena oli 50 mm urasyvyys.

Taulukko 4.6. Kuormitusohjelma.

Rakenne 22, (7.3 - 18.3.2002)			
Kuormitusten määrä	Pyöräkuorma (kN)	Vedenpinnan taso päällysteen pinnasta (mm)	Pyörän sivuttaisasema päällysteen reunasta (mm)
0 - 480	20	500	0 - ±300 (50 mm välein)
0 - 300	30 - 50	500	0, ±100, ±200, ±300
300 - 70000	50	500	0, ±100, ±200, ±300
Rakenne 21, (21.3 - 28.3.2002)			
0 - 480	20	500	0 - ±300 (50 mm välein)
0 - 300	30 - 50	500	0, ±100, ±200, ±300
300 - 70060	70	500	0, ±100, ±200, ±300
Rakenne 23, (16.4 - 24.4.2002)			
0 - 480	20	1000	0 - ±300 (50 mm välein)
0 - 300	30 - 50	1000	0, ±100, ±200, ±300
300 - 70000	70	1000	0, ±100, ±200, ±300



Kuva 4.6. Paripyörän poikkisuuntaiset mitat ja keskilinjän vaihteluväli.



Kuva 4.7. Mittaussuunnitelman mukainen ylityskertojen jakautuma poikisuunnassa testauksen aikana.

5 MITTAUSTULOKSET

5.1 Maanpaine- ja muodonmuutosmittaukset

Maanpainemittauksilla seurattiin pohjamaan pintaosien maanpainetta. Jokaisessa rakenteessa oli kolmen maanpainesellin sarja. Rakenteissa 21 ja 23 toimi kaksi selliä (molemmissa rakenteissa oli yksi rikkinäinen selli) ja rakenteessa 22 kolme. Tulokset ovat näiden mittausten keskiarvoja. Mittauksia on tehty kahdessa kuormitustapauksessa: kuormituksen kulkiessa keskilinjalla suoraan sellien päällä ja toinen 300 mm oikealla. Tulokset on esitetty liitteessä 4.

Rakenteen eri kerrosten siirtymiä ja muodonmuutoksia kokeen aikana seurattiin vain pystysuunnassa Emu-Coil-anturein. Emu-Coil-mittauksessa mitataan kahden pyöreän teräslevyn välisen etäisyyden muutosta. Liitteen 1 piirustuksissa on esitetty antureiden sijainnit. Joka rakenteessa oli 6 Emu-Coil-paria. Jakavan ja kantavan kerroksen keskiosassa sijainneiden anturien suunnitellut välimatkat kokeen alussa olivat 200 mm. Muualla olevien antureiden suunniteltu välimatka oli 80 mm. Samassa kerroksessa samalla syävyydellä toimineiden Emu-Coil-antureiden mittaustarkkuus vaihteli suhteellisenä virheenä välillä 0,5 % - 19 %. Siirtymämittausten tulokset on esitetty liitteessä 5.

Rakenteen pinnan hetkellisiä muodonmuutoksia seurattiin kiihtyvyyssanturilla. Joka rakenteeseen oli asennettu oma mittausrasiansa, johon kiihtyvyyssanturi siirrettiin kuormituksen ajaksi. Lisäksi rakenteiden pinnan pysyviä muodonmuutoksia seurattiin profilometrimittauksin. Näiden mittausten tulokset on esitetty liitteessä 5.

5.2 Kantavuus- ja DOR-mittaukset testauksen jälkeen

Testauksen jälkeen rakenteen kantavuuden muuttumista tutkittiin sekä pudospainolaite- ja Loadman-mittauksin. Päälysteen laatua testattiin kokeen jälkeen tehdyillä DOR-mittauksilla. Mittausten tulokset on esitetty liitteessä 6.

5.3 Vauriokartoitukset

Rakenteiden vaurioitumista seurattiin kokeen aikana. Vauriot kuvattiin ja kartoitettiin. Rakenteissa ei havaittu suuria halkeamia, mutta joitakin ohuita pituussuuntaisia halkeamia havaittiin. Taulukossa 5.1 on esitetty eri rakenteiden halkeamien muodostus.

Taulukko 5.1. Rakenteiden halkeamien muodostus

Rakenne	N Ylitysten määrä (kpl)	Halkeilu (kpl)	Halkeilu (pituus, cm)
21	27000	0	0
21	32100	3	60
21	52500	3	110
21	70060	4	140
23	40020	0	0
23	70000	1	100

6 TULOSTEN TARKASTELU

6.1 Rakentamisen laatu

Koerakenteiden suunnittelussa lähdettiin siitä, että rakenne mitoitetaan vastaamaan alemman tieluokan rakenteita. Rakennetta ei mitoitettu vastaamaan mitään tiettyä tieluokkaa, se on kuitenkin lähellä suunnitteluohjeen /Tielaitos 1985/ määrittelemää päälysrakenneluokan 5 ja 6 routimattoman päälysrakenteen (pohjamaaluokka D) kerrospaksuuksia.

Alla olevassa rakentamisen laadun vertailussa rakenteesta mitattuja arvoja on verrattu vastaaviin Tielaitoksen esittämiin laatuvaatimuksiin TYLT /Tielaitos 1994/. Näitä arvoja ei - erityisesti kantavuuden osalta - olekaan rakenteessa tavoiteltu. Arvot on kuitenkin esitetty, jotta saadaan käsitys koerakenteiden suhteesta tavanomaisiin tierakenteisiin.

6.1.1 Rakeisuudet ja mittavaatimukset

Rakenne pyrittiin rakentamaan huolellisesti vastaamaan todellisen tierakennuskohteen laatua. Kaikkien materiaalien rakeisuudet ja mittausvaatimukset täyttivät TYLT:n vaatimukset (liite 2). Koska koerakennuskohde on 'pieni' ja allas kapea, rakentamisaikana oli vaikea päästä samanlaiseen laatuun kuin suuremmissa kohteissa. Näin erityisesti päälysteen paksuuden ja sen laadun osalta. Kuvasta 4.1 näkyy, kuinka koealueella 21 (70 kN, W -0,5 m) päälyste on selvästi ohuempi kuin muissa rakenteissa.

6.1.2 Pohjamaa hiekka

Pohjamaan pinnasta tehtiin tiiviysmittaukset, kun kerros oli sulatettu. Tiiviysmittausten mukaan hiekkakerroksen hiekkavolumetrimittausten ja parannetun Proctor-kokeiden mukainen keskimääräinen tiiviysaste 95,3 % ja yksittäinen minimiarvo oli 93,2 % (liite 2). TYLTin esittämä tiiviysvaatimus on esitetty suhteessa levykuormituskokeeseen, ei tiiviysasteeseen. TYLT:ssä esitetyt vaatimukset kaikille rakennekerroksille ovat: keskimääräinen tiiviysvaatimus 95 % ja alin yksittäinen tiiviysaste 90 %. Nämä kummatkin vaatimukset täyttyivät pohjamaan tiiviyn osalta, eli se ei ollut löyhtynyt haitallisesti jäätymissä aikana.

Pohjamaan pinnalta tehtiin myös Loadman-mittaukset, jotta sen kantavuutta voidaan arvioida (liite 2). Mittauksissa käytettiin kuormituslevyä, jonka säde oli 150 mm. Määritetyt kantavuusarvot E_{300} vaihtelivat välillä 31 - 37 MPa.

6.1.3 Jakavan kerroksen soramurske

Jakavan kerroksen soramurskeen Troxlerilla määritettyjen tiiviysmittausten (liite 2) mukaiseksi tiiviysasteeksi saatiin keskimäärin 98,1 % ja alimmaksi yksittäiseksi tiiviysasteeksi 97,1 %. Mittausten mukaiset tiiviysasteet ylittävät

selvästi TYLT:n asettamat vaatimukset. Tehtyjä Troxler-mittauksia ei voi pitää täysin luotettavina, vaan suuntaa-antavina.

TYLT:in mukainen jakavan kerroksen pudotuspainolaitteella määritetty kantavuuden vähimmäisarvo E_2 on 105 MPa. Loadman-mittausten mukainen E_{300} kantavuusmittausten keskiarvo on 37,3 MPa ja pudotuspainolaitteella E_2 määritetty kuormituksen keskilinjalla on 96 MPa ja oikealla 800 mm 94 MPa. Parhaimmat keskimääräiset tulokset saatiin keskimmaiselle rakenteelle 22. Kumpienkaan mittausten mukaan määritetyt kantavuusarvot eivät saavuta TYLT:in vaatimustasoa ja erityisesti Loadman-mittausten mukaiset kantavuuden tavoitearvot alittuvat selkeästi. Loadman -mittaukset eivät tässä tapauksessa vaikuta luotettavilta.

6.1.4 Kantavan kerroksen kalliomurske

Kantavan kerroksen tiiviysasteet määritettiin hiekkavolymetrikokeen ja parannetun Proctor-koetulosten suhteesta. Keskimääräiseksi tiiviysasteeksi saatiin 96,4 % ja alimmaksi arvoksi 95,0 %. Nämä arvot täyttävät selvästi TYLT:ssä esitetyt vaatimukset.

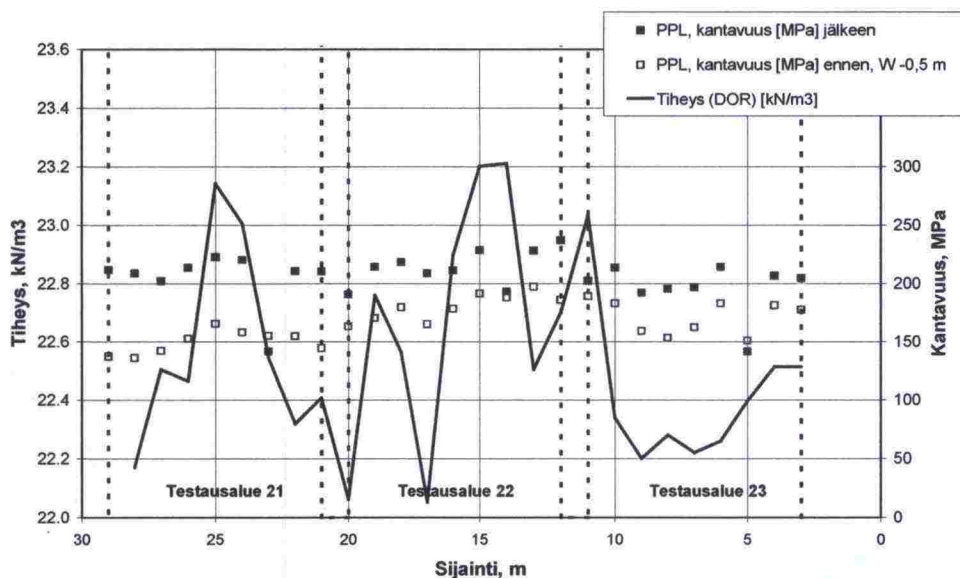
TYLT:in mukainen pudotuspainolaitteella määritetty keskimääräinen kantavuusvaatimus kantavan kerroksen pinnalta tulisi päällysrakenneluokassa 6 ja AB-päällystysluokassa tulisi olla 215 MPa. Suositeltava vähimmäisarvo pienimmälle yksittäiselle kantavuusarvolle E_2 tulisi vastaavasti olla 165 MPa. Loadman-mittausten mukainen keskimääräinen E_{300} arvo oli 39 MPa ja pudotuspainolaitteella määritetty arvo vaihtelee välillä 99 - 108 MPa, ollen keskimäärin 103 MPa. Eli TYLT:n kantavuusvaatimukset alittuivat reilusti. Loadman-mittausten tuloksissa tuntuisi olevan jotakin epäilyttävää, sillä näin mitatut kantavuudet olivat lähes yhtä pieniä kaikkien testattujen kerrosten pinnalta.

6.1.5 Päällyste

Päällysteen paksuus laskettiin vaaitustuloksista ja määritettiin pyörrevirta-mittauksin (liite 2). Mittaustulosten mukaan keskimmäisen rakenteen 22 päällyste oli selvästi paksuin (60,8 mm). Rakenteen 23 keskimääräinen paksuus oli 59 mm ja rakenteen 21 keskimääräinen paksuus oli 50 mm. Erot ovat suuria ja johtunevat siitä, että asfalttilevittimen säädöt on vaikea saada kohdalleen näin 'lyhyessä' rakenteessa. Tulosten tulkinnan kannalta ongelmallista voidaan pitää sitä, että ohuimman päällysteen rakenne 21 kuormitettiin raskaimmin (ts. suurin kuorma ja korkein vedenpinta). Päällysteen paksuuden vaikutusta tuloksiin arvioitiin monikerroslaskelmien avulla (APAS). Laskelmissa vertailtiin 50 mm ja 60 mm paksuisten päällysteiden alla syntyvää jännitysjakaumaa toisiinsa. Laskelmien perusteella 10 mm:ä paksumman päällysteen alla jännitykset kantavassa kerroksessa ovat noin 12 % pienempiä kuin 50 mm:n päällysteen alla. Vastaavasti jännitykset jakavassa kerroksessa pienevät noin 5 % ja pohjamaassa 3 %.

Päälysteen tiheys mitattiin DOR-mittauksin testauksen jälkeen (liite 6 ja kuva 6.1). Tulosten mukaan tiheys vaihteli 2,25 - 2,37 kg/dm³ keskiarvon ollessa 2,3 kg/dm³. DOR-mittausten tarkkuus on mittauksen tekijän arvion mukaan $\pm 0,1$ kg/dm³. Kohteiden mittaustulosten hajonta oli suurta erityisesti rakenteiden 21 ja 22 osalta. Päälysteen laatu ei siis ollut tasainen, tosin varsinaisia tiiviysvaatimuksia ei kohteelle esitettykään.

Koko rakenteen kantavuutta mitattiin päälysteen päältä Loadman- ja pudotuspainolaitemittauksin. Loadman-mittauksissa käytettiin halkaisijaltaan 132 mm levyä. Loadman-mittausten mukaan alueiden keskiarvot vaihtelivat 256 - 345 MPa, siten, että kantavin alue oli keskellä (rakenne 22) ja joustavin alue oli rakenteen 21 kohdalla. Pudotuspainolaitemittaukset tehtiin molemmilla pohjavedenpinnan tasolla. Lämpötilakorjatut kantavuusarvot E_2 ylimmällä pohjavedenpinnan tasolla vaihtelivat 103 - 165 MPa ja alimmalla välillä 136 - 189 MPa. Myös kaikkien näiden mittausten mukaan rakenteen 21 kantavuus oli heikoin ja keskimmäisen rakenteen kantavuus oli suurin.



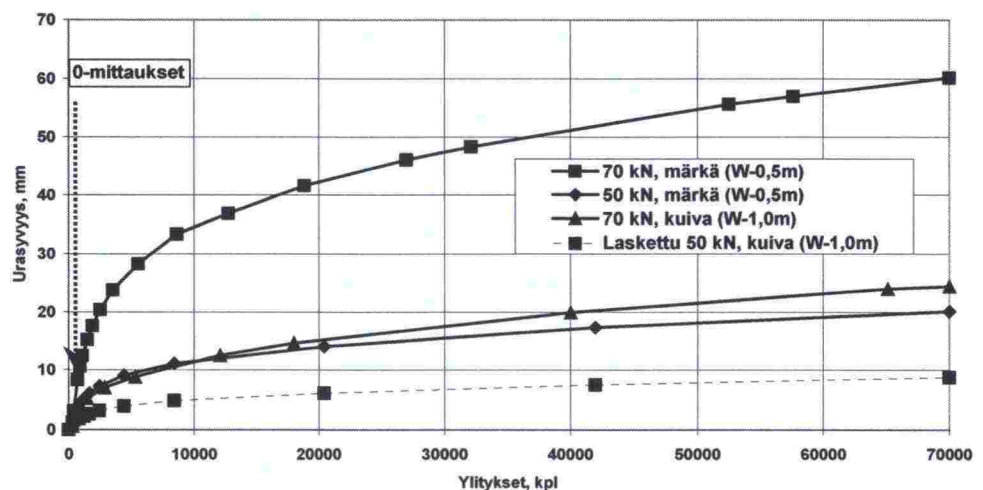
Kuva 6.1. Eri testialueiden kantavuudet pudotuspainomittausten perusteella ennen ja jälkeen kuormitustestin sekä DOR-mittausten mukaiset päälysteen tiheydet.

Rakenteen kantavuutta mitattiin myös testauksen päätyttyä. Tällöin lasketut kantavuudet vaihtelivat 142 - 237 kPa. Näiden mittausten mukaan keskimäinen rakenne 22 oli kantavin (keskimäärin 217 kPa) ja rakenne 23 oli heikoin (keskimäärin 196 kPa). Ilmeisesti rakenne tiivistyi testauksen aikana, koska PPL-mittausten mukaan kantavuudet kasvoivat testauksessa. Kuvassa 6.1 on esitetty päälysteen tiheydet sekä päälysteen päältä tehtyjen PPL-mittausten tulokset.

6.2 Rakenteiden urautumisnopeudet

Rakenteiden pinnan urautumista seurattiin profilometrimittauksin. Joka rakenteessa seurattiin kolmea poikkileikkausta, joiden keskiarvoista laskettiin keskimääräinen urautumisnopeus. Koska päällystekerrospaksuus eri rakenteissa ei ollut yhtä suuri, muutettiin paksumpien rakenteiden (22 ja 23) muodonmuutokset vastaamaan tavoitepaksuisen (50 mm) rakenteen muodonmuutoksia kerroksittain paksuuden suhteen. Kokonaisarvioksi saatiin, että yli 60 mm paksuisten rakenteiden, joissa pohjavesi on ylemmällä tasolla, urasyvyyttä kasvatettiin 14,5 %. Mikäli pohjavedenpinta on alempana, mutta päällystepaksuus yli 60 mm, urasyvyyttä kasvatettiin 10 %.

Lisäksi arvioitiin laskennallisesti sellaisen rakenteen urautumiskehitys, jonka kuorma 50 kN ja vedenpinnan -1,0 metrin syvyydellä ns. kuiva rakenne. Tämä arvio perustui kokeen alussa saatuun 50 kN kuorman urautumisnopeuteen. Kuvassa 6.2 on esitetty näin määritetyt eri rakenteiden urautumiskehitykset ylitysten funktiona.



Kuva 6.2. Eri rakenteiden urautumiskehitys suhteessa ylityksien määrään.

Laskennallisesti arvioitu uran syvyys 50 kN kuormalle alemmalla veden pinnalla on 8,8 mm ylitysten lukumäärän ollessa 70 000 kpl. Päällystepaksuuden korjauksen jälkeen arvioitu urasyvyys 70 kN kuormalle on 24,4 mm. Vastaavasti ylemmällä veden pinnan tasolla urasyvyydet ovat 20 mm ja 60 mm. Urasyvyys on siis 2,8...3-kertainen kuin kuorma nostetaan 50 kN:n tasolta 70 kN:ksi. Puolen metrin veden pinnan nosto kiihdyttää urautumista 2,2...2,45-kertaiseksi. Nämä suhteet ovat vain suuntaa-antavia ja riippuvat luonnollisesti rakenteesta, tiiviystilasta jne.

Myös Ruotsissa 1999 - 2000 tehdyissä kevytpäällysteteiden HVS-kokeissa Wiman 2001/ havaittiin, että urautumisnopeus kasvoi 2,5...5-kertaiseksi 10 mm urasyvyydellä, kun olosuhteet muuttuivat kuivista märkiksi (vedenpinta nostettiin 500 - 600 mm päällysteen pinnan alapuolelle). Samalla havaittiin, että rakenteissa, joissa oli paksummat sitomattomat rakennekerrokset, kasvu oli suurinta. Toisaalta rakenteissa, jossa oli kaksi kertaa paksummat

sitomattomat rakennekerrokset, urasyvyyden kasvunopeus oli vain neljännes ohuemman rakenteen nopeudesta. Osa tästä suhteesta johtuu myös ohuemman rakenteen ohuemmasta päälysteestä. Samoissa tutkimuksissa havaittiin, että ohuemmalla rakenteella paripyöräkuorman nosto 60 kN:sta 80 kN:iin nopeutti urautumista vain noin 1,2 kertaiseksi.

Rakenteiden urautumisnopeutta ennakoitaessa käytetään erilaisia ekstrapolaatiomenetelmiä. Ekstrapolaatio voidaan tehdä lineaarisena tai epälineaarisenä. Lineaarisessa ekstrapolaatiossa oletetaan urautumisnopeuden pysyvän vakiona. Siinä ei siis voida ottaa huomioon urautumisen tavanomaista vaimenemista ylityskertojen kasvaessa. Epälineaarinen ekstrapolaatio perustuu potenssiyhtälöön, joka on muotoa 6.1.

$$u = A \cdot N^B + C \quad (6.1)$$

missä u urasyvyys, mm
 A,B,C regressioparametreja
 N ylitysten määrä, kpl

Parametrissa B käytetään myös nimeä ikäeksponentti. Ikäeksponentin suuruus vaihteli välillä 0,18...0,37 eri kokeiden välillä (taulukko 6.1).

Taulukko 6.1. Ikäeksponentti eri rakenteille eri ylitysmäärillä.

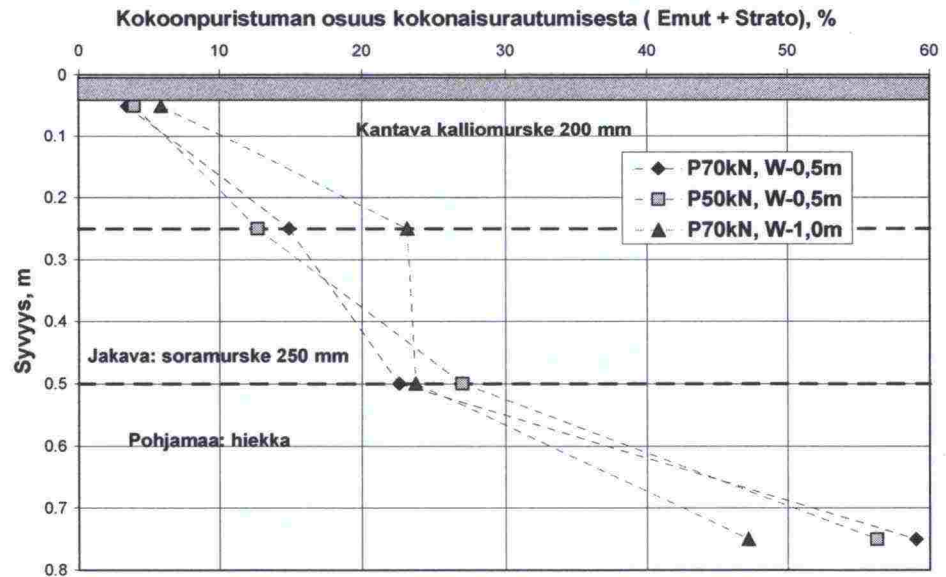
Rakenne	Ikäeksponentti B N > 2 000	Ikäeksponentti B N > 6 000
70 kN, märkä (W-0,5m)	0,18	0,36
50 kN, märkä (W-0,5m)	0,24	0,26
70 kN, kuiva (W-1,0m)	0,37	0,37

6.3 Pysyvien muodonmuutosten jakautuminen rakenteessa

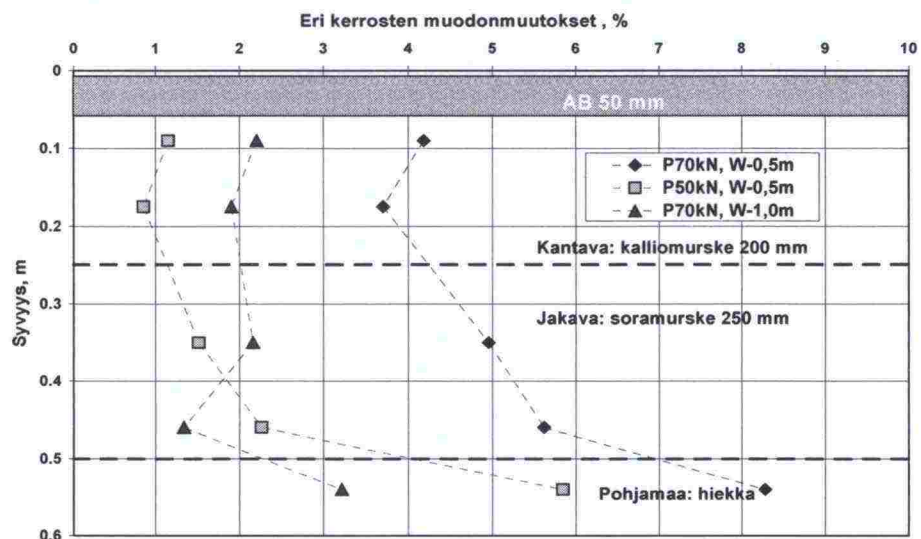
Pysyviä muodonmuutoksia rakenteessa seurattiin Emu-Coil-, letkupainuma- ja pyörrevirtamittauksin. Letkupainuma- ja pyörrevirtamittaukset tehtiin vain koko kokeen aluksi ja lopuksi. Päälysteen pinnan urautumista seurattiin profilometrimittauksin ja koko kerroksen muodonmuutoksia seurattiin pyörrevirtamittauksin. Kuvassa 6.3 on esitetty eri mittauksista yhdistetyt eri kerrosten siirtymäosuudet kokonaisurautumisen suhteen. Tulokset perustuvat mittauksiin, eikä niissä ei ole otettu huomioon päälysteen paksuuden muutoksia.

Kuvan 6.3 kuvaajat ovat yllättävän paljon saman muotoisia. Suurin osa urautumisesta (47 - 59 %) kaikissa kuormitustapauksissa tapahtuu pohjamaassa. Kun pohjavesi oli alempana tasolla -1,0 metriä asfaltin pinnasta, suurempi osa siirtymistä tapahtuu ylempänä kantavassa kerroksessa. Kun pohjavesi nostetaan ylemmäs, suhteellisesti suurempi osa painumista tapahtuu alempana sorassa ja hiekassa. Päälysteen osuus urautumisesta oli 3,5...6 %, kantavan kerroksen kalliomurskeen 15...23 % ja jakavan sora-murskeen 23...27 %.

Eri kerrosten pysyvät muodonmuutokset kokeen lopussa (70 000 ylitystä) on esitetty kuvassa 6.4. Pysyvien muodonmuutosten laskussa on otettu huomioon kerrospaksuudet, Emu-Coil-antureiden etäisyydet sekä kantavassa kerroksessa samalla syvyydellä olevien Emu-Coil antureiden keskiarvot. Pohjamaan 'paksuudeksi' on oletettu koko paksuus altaan pohjaan asti.

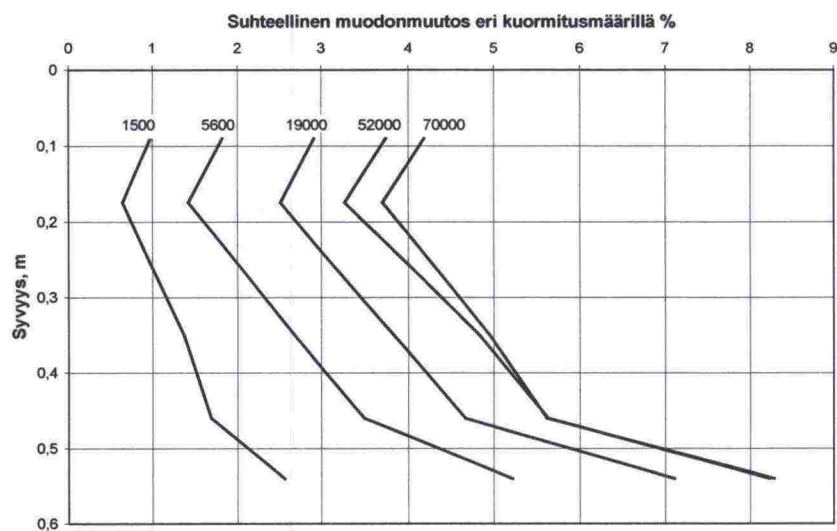


Kuva 6.3. Eri kerrosten kokoonpuristumien osuudet kokonaisurautumisesta.

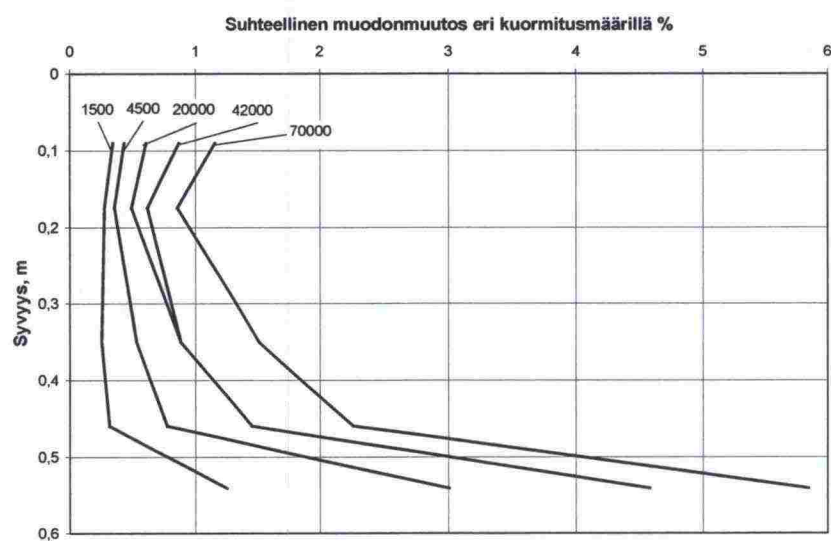


Kuva 6.4. Eri kerrosten pysyvät suhteelliset muodonmuutokset.

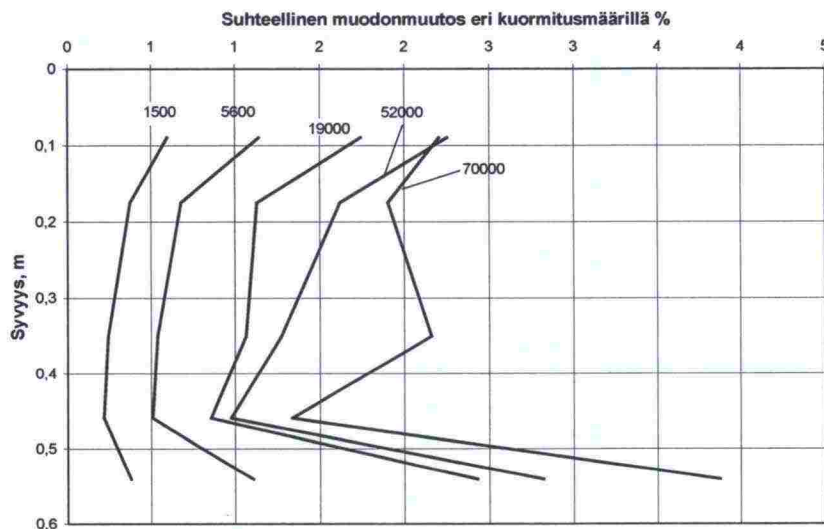
Kuvista 6.3 ja 6.4 on havaittavissa samat ilmiöt: merkittävä osa pysyvistä muodonmuutoksista tapahtuu pohjamaassa ja muodonmuutosten suhteellisesti suuremman osan keskittyminen alemmas pohjaveden ollessa korkeammalla. Pysyvien muodonmuutosten kehittyminen kerroksittain eri rakenteissa on esitetty kuvissa 6.5...6.7.



Kuva 6.5. Rakenne 21. Pysyvien suhteellisten muodonmuutosten kehittymisen kuormitusmäärän kasvaessa.



Kuva 6.6. Rakenne 22. Pysyvien suhteellisten muodonmuutosten kehittymisen kuormitusmäärän kasvaessa.



Kuva 6.7. Rakenne 23. Pysyvien suhteellisten muodonmuutosten kehittymisen kuormitusmäärän kasvaessa.

Kuvista 6.5 - 6.7 havaitaan, että muodonmuutokset keskittyvät ensin jossain määrin rakenteen yläosaan. Yläosan tiivistyessä deformaatioiden kehittymisen painopiste siirtyy alempiin kerroksiin. Ruotsissa vuosina 1999 - 2000 tehdyissä kevytpäälysteteitä mallintavissa HVS-kokeissa Wiman 2001/ havaittiin samoin, että suurin osa pysyvistä muodonmuutoksista tapahtui pohjamaassa. Kun rakennetta parannettiin uudella asfalttikerroksella, pysyvät muodonmuutokset keskittyivät päälystekerrokseen.

6.4 Neljännen potenssin sääntö

Neljännen potenssin sääntöä käytetään arvioimaan tien päälysteen vaurioitumista. Sääntö on kokemusperäinen ja se on kehitetty Yhdysvalloissa 1950-luvulla tehtyjen AASHO tiekokeiden perusteella /AASHO 1962/. Kokeissa seurattiin usean vuoden ajan erilaisia tierakenteita ja niiden vaurioitumista. Seurantakohteet voidaan luokitella pääosin vilkasliikenteisiksi teiksi ja niissä sidottujen kerrosten paksuus oli suuri. Ne eivät siis ole ns. kevytpäälysteisiä teitä. Säännön mukaan vaurioituminen tai kuormituskertojen suhde kasvaa kuormitusten suhteen kaavan 6.2 mukaisesti, kun kuormituksissa on käytetty samaa rengaspainetta. Arvioitaessa asfalttipäälysteisten teiden urautumista eksponentille n käytetään AASHO-tiekokeiden perusteella yleensä arvoa 4.

$$E = \left(\frac{P_x}{P_{st}} \right)^n \quad (6.2)$$

missä	E	kuormituksen ekvivalenttikerroin
	P_x	tarkasteltava akselikuorma
	n	potenssi
	P_{st}	standardiakselikuorma

Alkuperäisessä tutkimuksessa tien vaurioitumista tutkittiin palvelutasoindexin mukaan, joka sisälsi erilaiset vauriot yhteisarvona. Tutkimukset ovat osoittaneet, että akselikuormien vaikutus eri vaurioihin on erilainen ts. eksponentti n voi saada suuria arvoja /Ehrola 1996/. Urautumista kuvaava eksponentti voi vaihdella välillä 2,9...8,2 uusimpien tutkimusten mukaan, kuitenkin siten, että keskimääräiset arvot ovat lähellä AASHO-tiekokeen tuloksia.

Uusimmissa yhdysvaltalaisissa mitoituksmalleissa (kuten NAPDOM) on vaurioitumiselle käytetty kehittyneempiä jännitystilasta ja kuormituksesta riippuvia malleja kokemuseräisen kaavan 6.2 sijaan. Uusimmat tilastolliset analyysit alkuperäisestä AASHO-aineistosta ovat osoittaneet, että kaavassa 6.2 käytetty eksponentti on lähempänä kolmea kuin neljää /FHWA 2002/. Toisaalta Chen ja Lin /Chen & Lin 2002/ ovat todenneet, että HVS:ää vastaavilla ALF-testeillä tehdyillä rakenteilla on ollut voimassa 'kahdeksannen' potenssin sääntö urautumisen ja 'kuudennen' potenssin sääntö päällysteen halkeamien suhteen.

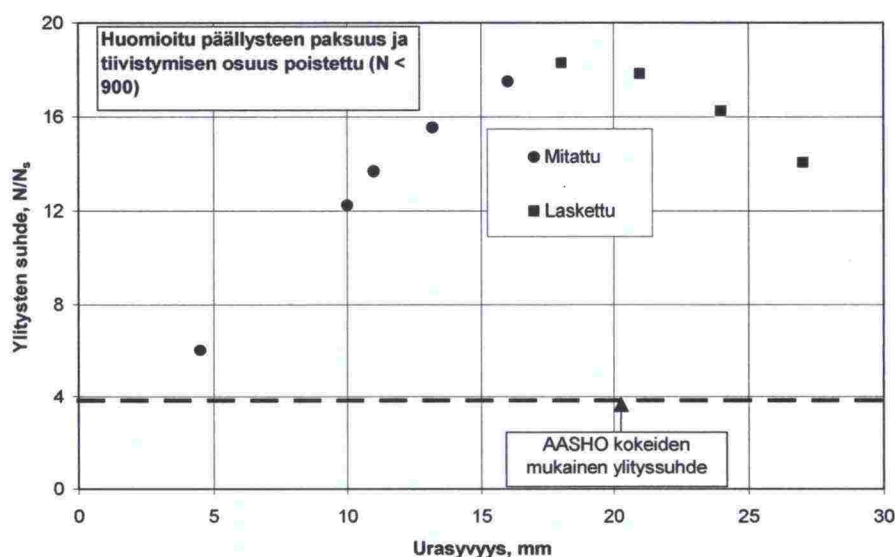
Kuvassa 6.8 on esitetty 50 ja 70 kN kuormilla määritetyt ylityssuhteet märälle rakenteelle (pohjavedenpinnan ollessa tasolla -0,5 m päällysteen pinnasta) eri urautumissyvyyksillä. Koska muita vaurioita kuin urautumista ei rakenteissa merkittävästi havaittu, on vaurioitumista kuvattu vain urasyvyytenä. Ylityssuhdetta laskiessa on tuloksista poistettu tiivistymisen osuus (ensimmäiset 900 ylitystä). Laskelmissa on huomioitu päällysteen paksuuden vaihtelu eri rakenteissa, jolloin kaikkien rakenteiden päällysteen paksuudeksi on valittu suunnitelman mukainen tavoitepaksuus 50 mm. Lisäksi 50 kN urautumiskäyrää on jouduttu lineaarisesti ekstrapoloimaan 18 mm suuremmille urasyvyyksille (kuva 6.8 lasketut arvot).

Kaavan 6.2 mukaan vaurioitumiskehityksen pitäisi olla riippumaton urasyvyydestä. Ekvivalenttikertoimen arvo standardikuormalla 50 kN:a ja tarkistettavalla akselikuormalla 70 kN on noin 3,8 (kuvan 6.8 poikkiviiva), kun potenssina n käytetään arvoa 4 eli

$$\text{AASHO koe: } (P_s/P)^n = (70 \text{ kN} / 50 \text{ kN})^4 = 3,8$$

Urasyyvyyksistä lasketut ylityskertojen suhteet (N/N_s) ovat kuitenkin selvästi suurempia, luokkaa 6 - 18. Kaavan 6.2 eksponentti n taaksepäin laskettuna vaihtelee välillä 5,5...8,5. Tuloksista on siis havaittavissa, että neljännen potenssin sääntö ei päde kevytpäällysteille teille. Myös Kevytpäällystehankkeen HVS-kokeet osoittavat saman.

$$\text{Kevät - Ylikuorma: } (N/N_s) = 6...18 = (70 \text{ kN}/50 \text{ kN})^n \Rightarrow n = 5,5 \dots 8,5$$



Kuva 6.8. Ylityskertojen suhde eri urasyvyyksillä. Kuva kertoo, kuinka monikertainen määrä 50 kN kuormia tarvitaan aikaansaamaan sama urasyvyys kuin 70 kN kuormalla samoissa olosuhteissa. Yli 18 mm urasyvyyksillä 50 kN kuorman (lasketut arvot) urasyvyys on jouduttu ekstrapolomaan. $(N/N_s) = (P_s/P)^n$

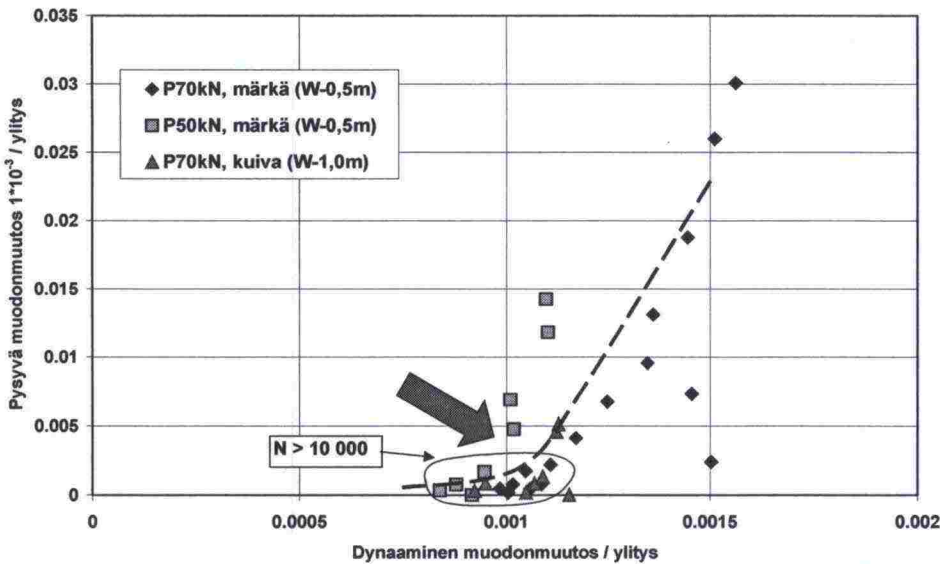
Kokeiden tavoitteena oli selvittää myös neljännen potenssin säännön perusteella se liikennemäärä, jota suuremmilla määrillä väsyminen ei hallitse vaurioitumista vaan vaurioitumista säätelevät alempien kerrosten pysyvät muodonmuutokset. Oletetaan, että väsyminen ohjaa vaurioitumista pienillä syvyyksillä, kun 'neljännen' potenssin sääntö on voimassa. Kuvasta 6.8 voidaan todeta, että kun urasyvyys on pienempi kuin 2...2,5 mm, 'neljännen' potenssin sääntö todennäköisesti toimii. Tämä urasyvyys vastaa noin 200...400 ylitystä. Tämän perusteella voidaan todeta, että 200...400 ylitystä suuremmilla liikennemäärillä mitoittavaksi tekijäksi muodostuvat rakenteen pysyvät muodonmuutokset.

Neljännen potenssin sääntö on empiirinen yhteys, joka on laadittu tilastolliseen analyysiin perustuen, eikä se ota huomioon vaurioitumisen vaikuttavista tekijöistä kun kuorman. Erityisesti tapauksissa, joissa käyttäytymistä ohjaavat pysyvät, luonteeltaan hyvin epälineaariset muodonmuutokset, ei ole yllättävää, että 'neljännen' potenssin sääntö ei toimi. Teiden deformaatiodien mallintamiseen ei siten ohutpäällysteisillä tiellä voida käyttää kuvattunlaista yksinkertaistettua sääntöä.

6.5 Muodonmuutossuhteet

Hetkellisen ja pysyvän pystysuuntaisten muodonmuutosten suhdetta eri materiaaleissa vertailtiin Emu-Coil-mittausten perusteella. Hetkellinen muodonmuutos on yhden kuormituskerran aiheuttama kokonaismuodonmuutos, joka sisältää sekä pysyvää että palautuvaa muodonmuutosta. Pysyvän

muodonmuutoksen osuus hetkellisestä kokonaismuodonmuutoksesta on merkityksettömän pieni. Kuvassa 6.9 on esitetty nämä muodonmuutossuhteet pohjamaa hiekalle.



Kuva 6.9. Pohjamaa hiekka. Hetkellisen ja pysyvän muodonmuutoksien suhteet. Pysyvien muodonmuutosten kasvu hidastuu kaikissa koeksissa suuremmilla ylityskerroilla ($N > 10\,000$).

Kuvan 6.9 tuloksista on helposti havaittavissa hetkellisen muodonmuutoksen / jännitystilan kynnyksarvo, jota suuremmilla muodonmuutoksilla pysyvä muodonmuutos kasvaa selvästi nopeammin. Muilla materiaaleilla oli havaittavissa samantyyppistä käyttäytymistä, joskin tulosten hajonta oli suurempaa. Ilmiö on tuttu maan käyttäytymisen teorioissa, jossa rajaa on kuvattu mm. elastisen tilan (maaelastisen) rajatilan ylittymisenä. Kuvan 6.9 esittämä rajamuodonmuutos riippuu yleisesti paitsi materiaalista myös sen tilasta (kosteus-, tiiviys- ja jännitystila). Ylityskertojen kasvaessa muodonmuutokset pienenevät ja tasaantuvat kuvan mukaisesti tietylle tasolle.

6.6 Kantavuuden muutokset pudotuspainolaitetulosten perusteella

Rakentamisen aikana mitatut kantavuudet eri rakennekerrosten pinnoilta olivat suurin piirtein samaa luokkaa, eikä normaalia kantavuuden kerroksellista lisääntymistä tapahtunut kuin päällysteen ja kantavan kerroksen välillä. Tämä viittaa siihen, että talviolosuhteissa rakennettu kuivana tiivistetty rakenne ei tiivistynyt rakennusaikana, vaan se tiivistyi vasta kuormituksen aikana. Näin tapahtui silti, vaikka hiekkavolymetrillä määritetyt tavoitetiiviyssasteet saavutettiin hyvin rakennusaikana. Rakennusaikaisen suhteellisen kevyen tiivistämisen tavoitteena oli kuvata roudan löyhdyttämää rakennetta, johon sitten lisättiin vesi myöhemmin kuvaamaan roudan sulamisvaiheen vesipitoisuuden kasvua.

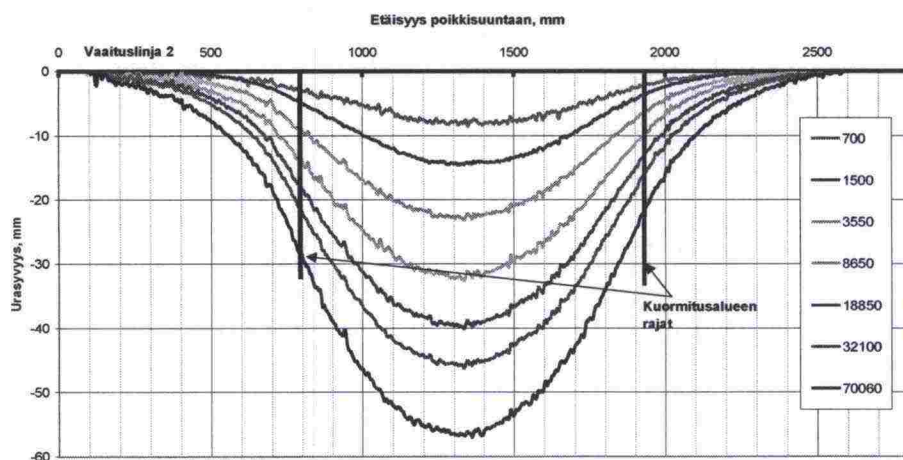
Kaikissa rakenteissa pudotuspainolaiteella mitatut kantavuudet kasvoivat kokeen aikana. Eniten kasvua tapahtui etukäteen heikoimmassa ja eniten kuormitetussa rakenteessa 21, jossa kantavuus kasvoi 161 MPa:sta 206 MPa:iin (45 MPa). Rakenteessa 22 kantavuus kasvoi 20 MPa ja rakenteessa 23 12 MPa. Kaikki rakenteet siis tiivistyivät kokeen aika, jopa rakenne 21, joka urautui merkittävästi. Rakenteet eivät näiden tulosten perusteella näyttäisi merkittävästi halkeilleen päälysteen pohjastakaan, josta halkeamat yleensä alkavat. Rakenteissa 21 ja 23 havaittiin muutama halkeama kokeen loputtua.

6.7 Rakenteen urautuminen poikkisuunnassa

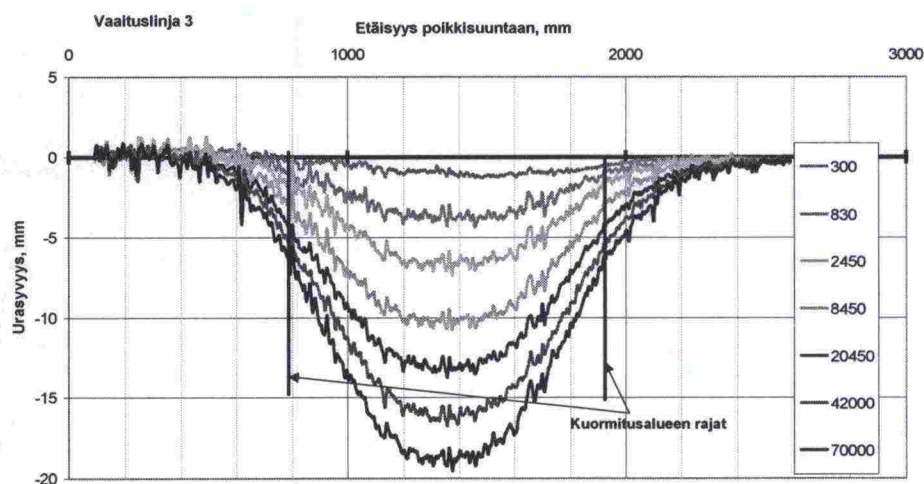
Päälysrakenteen poikkisuuntaista urautumista seurattiin laser-profilometritulosten perusteella. Jokaisessa rakenteessa mitattiin urautumista kolmesta poikkileikkauksesta, jotka sijaitsivat 2 metrin etäisyydellä toisistaan. Profilometrin mittausvälinä käytettiin 1,67 mm:ä ja koko mittausleveytenä 2,5 metriä. Urautuminen laskettiin suhteessa ennen testausta tehtyyn nollamittaukseen. Kuvissa 6.10 - 6.12 on esitetty kaikkien rakenteiden keskimmäisten mitattujen poikkileikkausten muutokset ylitysten suhteen. Kuvissa on esitetty kuormitusalueen rajat, eli ne pisteet, jonne asti paripyörän uloin pyörä kuormituksen aikana ulottui.

Tuloksista on havaittavissa, että urautuvan alueen leveys riippuu urasyvyydestä. Rakenteessa 21, jossa urasyvyys on suurin, on myös urautuneen alueen leveys suurin. Kokeissa ei ole havaittu juurikaan harjanteen kasvua kuormitusalueen ulkopuolella. Tämä johtunee kahdesta seikasta: suurin osa urautumisesta tapahtui syvällä ja urautuminen oli luonteeltaan enemmän tilavuusmuodonmuutosta (tiivistymistä) kuin leikkausmuodonmuutosta.

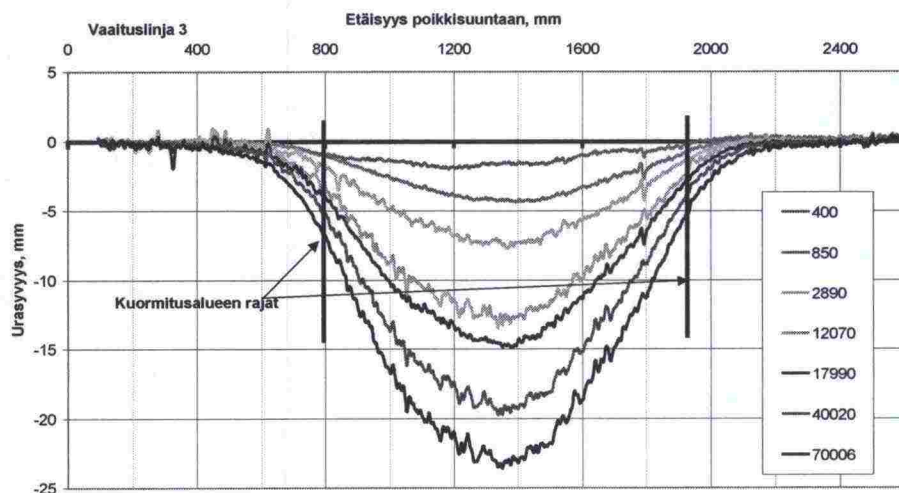
Rakennekerrosten urautumista poikkisuuntaan seurattiin letkupainumamittauksin. Kuvassa 6.13 on esitetty eniten urautuneen rakenteen 21 rakennekerrosten urautuminen. Kuvasta on havaittavissa, että urautuminen kaikissa kerroksissa näyttäisi olevan pääosin tiivistymistä, eikä merkittävää leikkautumista tapahdu. Arvioitaessa kuvasta urautumisalueen jakaantumista rakennekerroksissa havaitaan, että urautuminen levittyy syvemmällä hyvin laajalle alueelle.



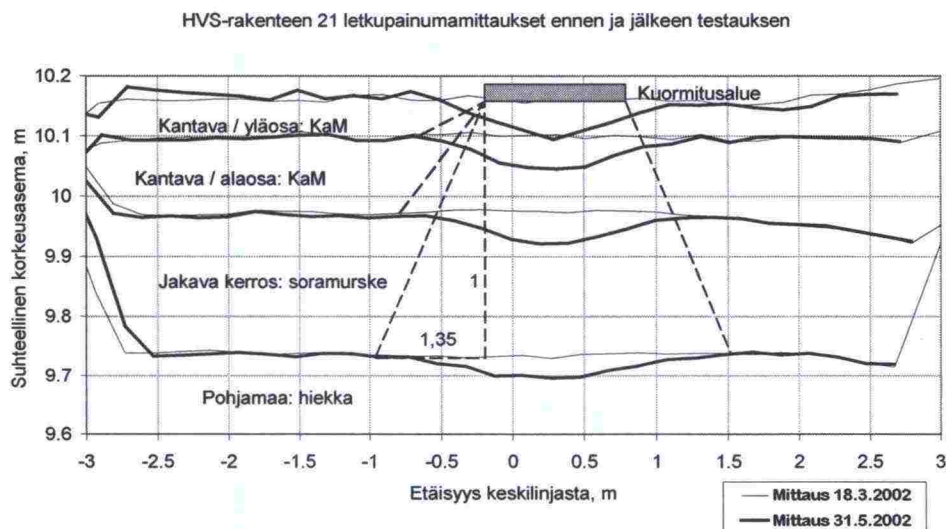
Kuva 6.10. Rakenne 21. Rakenteen poikkisuuntainen urautuminen.



Kuva 6.11. Rakenne 22. Rakenteen poikkisuuntainen urautuminen.



Kuva 6.12. Rakenne 23. Rakenteen poikkisuuntainen urautuminen.



Kuva 6.13. Rakenteen 21 rakennekerrosten urautuminen letkupainumamittausten mukaan.

Puolen metrin syvyydessä hiekkakerroksen yläpinnassa urautuneen alueen leveys oli noin 2,5 metriä, kun koko kuormitusalueen leveys päällysteen pinnalla oli 1,15 metriä. Tämä tarkoittaa sitä, että kuorma levittyy suhteessa 1:1,35 hiekkakerrokseen. Urautuneen alueen leveys kertoo sitä, miten laajalle alueelle jännitykset kerroksessa jakaantuivat. Usein käytetty oletus geotekniikassa on, että jännitykset jakaantuvat suhteessa 2 : 1 alla oleviin maakerroksiin. Tierakenteissa jännitykset jakaantuvat siis selvästi em. oletusta laajemmalle alueelle, jolloin myös siirtymät pienenevät. Muissa kerroksissa jakaantumisen leveys on ollut vielä suurempi suhteessa päällä olevien kerrosten paksuuteen, jolloin suhteet olivat noin:

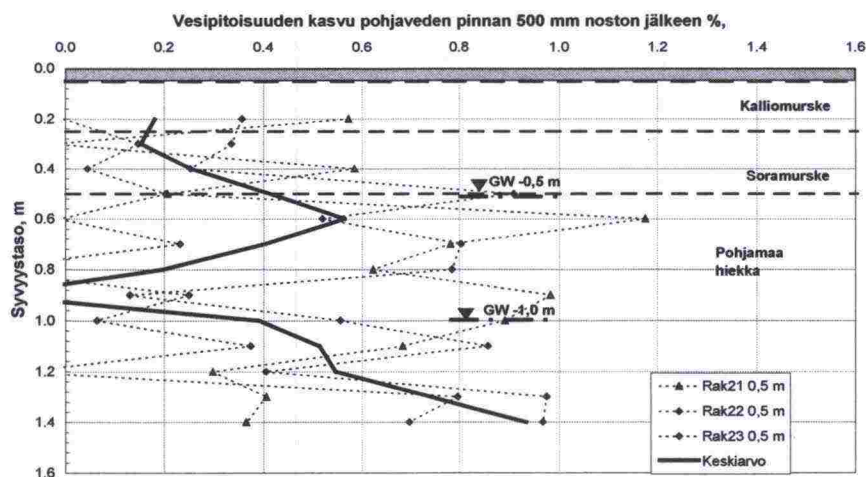
- | | |
|---|----------|
| – päällysteen alapinta / kantavan yläpinta | 1 : 4,5 |
| – kantavan kerroksen yläosa (100 mm) | 1 : 2,7 |
| – kantavan kerroksen alapinta / jakavan yläpinta | 1 : 1,7 |
| – jakavan kerroksen alapinta / pohjamaan yläpinta | 1 : 1,35 |

6.8 Vesipitoisuuden muutokset vedenpinnan eri tasoilla

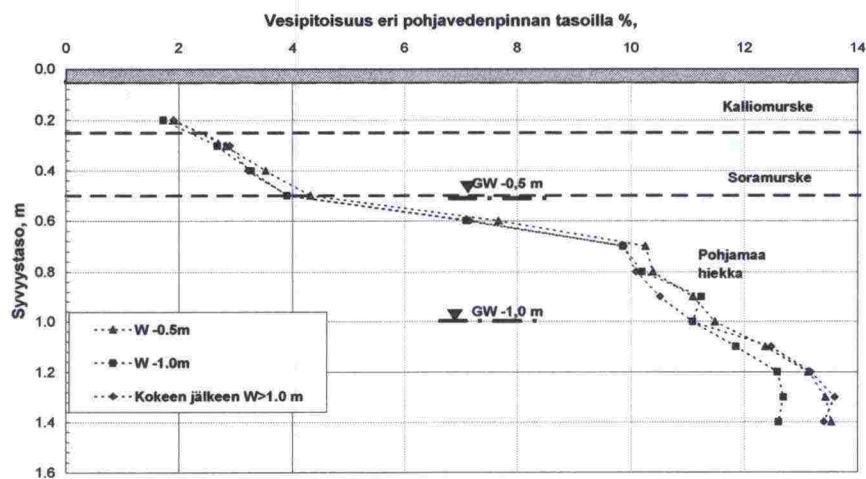
Rakennekerrosten vesipitoisuuden muuttumista seurattiin radiometrisin mittauksin ennen ja jälkeen testauksen. Mittauksia tehtiin märälle rakenteelle (W -0,5 m) sekä kuivalle rakenteelle (W -1,0 m) tehtiin myös kerran noin kaksi kuukautta kokeen päättymisen jälkeen, jolloin vedenpinta oli laskenut syvemmälle. Kallioaltaassa oli vuoto, jonka tason yläpuolelle pohjavedenpinta ei pysyvässä tilanteessa noussut.

Kuvassa 6.14 on esitetty vesipitoisuuden kasvu, kun pohjavettä nostetaan syvemmältä -1,0 m tasolta tasolle -0,5 m. Kuvassa 6.15 on laskettu eri radiometristen mittausten keskiarvot pohjavedenpinnan tasolle -0,5 m, -1,0 m ja $>-1,0$ m. Ylimmät radiometriset mittaukset (noin 300 mm:iin) eivät yleensä ottaen ole luotettavia. Mittaustulosten mukaan vesipitoisuudet eivät muutu

merkittävästi, vaikka pohjavedenpinta muuttuu. Toisaalta vaikka mittausten mukaan vesipitoisuuden muutos on pieni, sen vaikutus pysyviin muodonmuutoksiin on suuri. Näin erityisesti jakavan kerroksen soramurskeessa (muutos 0,3 %) ja hiekkakerroksen yläosissa (muutos 0,3 %). Hiekkakerroksen yläosan kyllästysaste alemmalla vedenpinnan tasolla on keskimäärin yli 90 %. Hiekan kapilaariseksi nousukorkeudeksi rakeisuuden mukaan voidaan arvioida 400 mm. Keskimääräiset vesipitoisuudet, niiden muutokset ja muutoksien suhteelliset osuudet eri kerroksissa on esitetty taulukossa 6.2.



Kuva 6.14. Vesipitoisuuden muutos pohjavedenpinnan muutosten jälkeen.



Kuva 6.15. Vesipitoisuus eri pohjavedenpinnan tasoilla.

Taulukko 6.2 Vesipitoisuus, sen keskimääräinen muutos ja suhteellinen eri kerroksissa, kun pohjavesi nostetaan tasolta -1,0 m tasolle -0,5 m.

Materiaali	Kalliomurske	Soramurske	Hiekka ylin 500 mm	Hiekka, alaosa
Keskimääräinen vesipitoisuus %	1,9	3,6	10,2	13,1
Keskimääräinen muutos %	0,18	0,27	0,28	0,63
Suhteellinen osuus %	9,5	7,7	2,7	4,8

Vaikka radiometristen mittausten luotettavuus absoluuttisina arviona kyseisillä pienillä muutoksilla on pieni (vesipitoisuuden muutos riippuu myös kuivatilavuuspainon muutoksista), mittaukset osoittavat kuinka vähäisilläkin muutoksilla on hyvin 'dramaattinen' vaikutus pysyvien muodonmuutosten syntymiseen. Ilmiön taustalla lienee primaarisesti se, että veden suhteellisen määrän lisääntyessä kiintoainesta ympäröivän vesikalvon paksuus kasvaa (vesimolekyylikerrosten määrä lisääntyy), jolloin sähköisten sidosvoimien suuruus pienenee. Kyseessä olevaa voimaa kutsutaan matric suction - voimaksi, jonka tiedetään riippuvan myös materiaalin mineralogista.

6.9 Hiekkakerroksen takaisinlasketut jäykkyysmoduulit

Rakenteen maanpainetta seurattiin vain hiekkakerroksessa oleilla maanpaineselleillä. Muissa rakennekerroksissa oletettiin maanpainesellien toiminnan olevan niin epätarkkaa, ettei niitä instrumentoitu. Jokaisessa rakenteessa oli kolme maanpaineselliä, joista laskettiin mittausten keskiarvo. Yksi maanpaineselli meni epäkuntoon sekä rakenteissa 21 ja 23. Kerroksen jäykkyysmoduuli laskettiin yhden kuormituksen aiheuttaman hetkellisen jännitystilän muutoksen (maanpaine σ_{zmax}) ja hetkellisen kimmoisen siirtymän $\Delta\epsilon_{zmax}$ suhteena kaavalla 6.3:

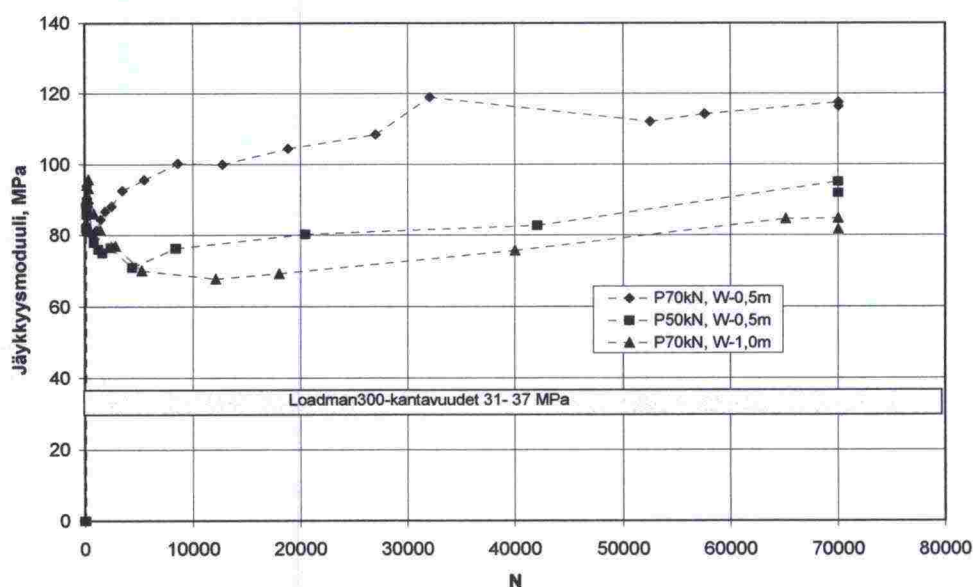
$$E = \frac{\Delta\sigma_{zmax}}{\Delta\epsilon_{zmax}} \quad (6.3)$$

jossa E dynaaminen jäykkyysmoduuli (MPa)
 $\Delta\epsilon_{zmax}$ hetkellinen, kimmoisen muodonmuutos
pystysuuntaan
 $\Delta\sigma_{zmax}$ hetkellisen pystysuuntaisen maanpaineen
muutos

Kuvassa 6.16 on esitetty hiekkakerroksen jäykkyysmoduulit eri rakenteissa ja sorakerroksen Loadman kantavuusmittausten tulokset rakennusvaiheessa. Moduulien keskiarvot eri kuormitustasoilla mittausten ja laboratoriokokeiden perusteella on esitetty taulukossa 6.3.

Taulukko 6.3. Jäykkyysmoduulien keskiarvot (MPa) eri rakenteissa eri kuormitustasoilla.

Kuormitus- taso, kN	Laboratorio- kokeet, MPa	P70kN, W-0,5m; MPa	P50kN, W-0,5m; MPa	P70kN, W-1,0m; MPa
50	106 - 117	90,4	84,3 / 80,9 (koko kuormitus)	94,5 / 94,8
70	127 - 139	98,3	-	80,5 / 86,9



Kuva 6.16. Eri rakenteiden takaisinlasketut jäykkyysmoduulit.

Mitattua jäykkyysmoduulia voidaan pitää rakenteen todellisena käyttötilan moduulina ja sen tulisi vastata nk. resilient moduulin arvoa. Jäykkyysmoduuli on vastoin odotuksia pienin tapauksessa, jossa pohjavedenpinta on syvimällä ja kuormitus on suuriin. Siksi taulukossa 6.3 on esitetty kahden mitauksen keskiarvo sekä suuremmasta jännitystilasta laskettu arvo. On oletettavaa, että maanpaineanturit ovat toimineet tässä rakenteessa epäluotetavasti. Muiden tulosten osalta moduulin käyttäytyminen vastaa suurin piirtein oletuksia. Laboratoriotulokset antavat selvästi suurempia jäykkyysmoduulin arvoja kuin koetulokset. Tämä johtuu pääosin siitä, että laboratoriotulokset tehtiin 8 % vesipitoisuudessa, kun rakenteissa toteutuneet vesipitoisuudet olivat selvästi suurempia luokkaa 14 %. Käyttötilan jäykkyysmoduulin kasvu lienee seurausta lähinnä materiaalin tiivistymisestä kuormituksen aikana.

7 JOHTOPÄÄTÖKSET

HVS-kokeiden eri vaiheissa syntyi suuri määrä mittaustietoa. Tätä tietoa on tässä raportissa analysoitu tutkimuksen tavoitteiden kannalta. Tuloksia on tarkoitus analysoida edelleen tulevissa jatkotutkimuksissa. Jatkotutkimuksissa paneudutaan syvällisemmin rakenteen pysyvien muodonmuutosten syntytapaan sekä vesipitoisuuden muutosten vaikutukseen niihin.

Tehtyjen tutkimusten perustella voidaan päätellä, että:

- 'Pienen' koerakennuskohteen rakentamisen laadussa on vaikeaa päästä tavoiteltuun laatuun - erityisesti päällysteen paksuuden osalta
- Rakenteiden muodonmuutokset olivat luonteeltaan tiivistymistä. Urien vieressä ei tapahtunut juurikaan harjanteen kasvua ja rakenteiden kantavuuden todettiin kasvaneen kokeen aikana. Rakenteissa ei havaittu kuin joitakin vaurioita (halkeamia) kokeen lopuksi.
- Urasyvyydet kasvoivat 2,8...3 kertaisiksi kun akselikuormaa kasvatettiin 50 kN:sta 70 kN:iin. Vastaavasti urasyvyydet kasvoivat 2,2...2,5 kertaisiksi, kun pohjavedenpinta nousi 500 mm.
- Suurin osa kaikkien koerakenteiden pysyvistä muodonmuutoksista tapahtui pohjamaa hiekassa (47...59 %).
- Pohjaveden ollessa pohjamaan pinnassa (-0,5 m päällysteestä) pysyvistä muodonmuutoksista suhteessa suurempi osuus tapahtui jakavan kerroksen sorassa ja pohjamaassa. Kun pohjavesi oli alempana (-1,0 m) suurempi osa siirtymistä tapahtuu ylempänä kantavassa kerroksessa.
- Neljänneksen potenssi sääntö ei toimi ohutpäällysteisillä teillä. Säännön perusteella voidaan arvioida, että kuormitustasolla 50 - 70 kN 200...400 ylitystä suuremmilla liikennemäärillä rakenteen mitoittavaksi tekijäksi muodostuvat rakenteen pysyvät muodonmuutokset, ei väsyminen.
- Materiaalien pysyvissä muodonmuutoksissa on havaittavissa selvä kasvu tiettyä jännitystilaa vastaavan kynnysarvon ylittyessä.
- Urautuvan alueen leveys riippuu myös urasyvyydestä. Kun urasyvyys on suurin, on myös urautuneen alueen leveys suurin. Käytännössä asiaan vaikuttaa myös kuljettajien käyttäytyminen ajettaessa urautuvalla tiellä.
- Jännitys tien rakennekerroksissa ohuellakin päällysteellä levittyy suhteellisen laajalle alueelle pienentäen näin myös siirtymiä.
- Rakennekerrosten vesipitoisuus kasvoi radiometristen mittausten mukaan noin 0,2...0,5 % yksikköä, kun pohjavedenpintaa nostettiin pohjamaan yläpintaan.
- Hiekkakerroksen takaisinlasketut jäykkyysmoduulit antoivat 15 - 40 % pienempiä tuloksia kuin laboratoriossa määritetyt arvot. Takaisinlaskettu jäykkyysmoduuli oli vastoin odotuksia pienin tapauksessa, jossa kuormitus oli suurempi ja pohjavedenpinta oli syvemmällä.

8 KIRJALLISUUS

AASHTO. The Aasho Road test. Report 7 Summary Report. Highway Research Board. Special report 61G. 1962.

Chen J-S. ja Lin K-Y. Evaluation of an Accelerated Pavement Testing Facility and development of its Load Equivalence Factors. Journal of Testing and Evaluation. Vol. 30 No 2. March 2002. pp. 103-109.

Ehrola E., Liikenneväylien rakennesuunnittelun perusteet. Rakennustieto. 1996. Helsinki. s. 357.

FHWA. 2002. U.S. Department of Transportation. Comprehensive truck size and weight study. TS&W Final Report. Vol 3. Appendix. FHWA homepage. www.fhwa.dot.gov/reports/tswstudy/TSWfinal.htm

Kivikoski H. & Laaksonen R., 2002, Deformaation mittausmenetelmät. Työraportti. VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka.

Kolisoja P., 1996. Sitomattomien materiaalien moduulit, Vuoden 1995 kokeet. Tielaitoksen selvityksiä 34/1996. Helsinki 1996.

Laaksonen R. & al., 1999. ICT -moduuli. VTT Yhdyskuntatekniikka. Espoo 1999.

Tielaitos, 1985, Normaalimääräykset ja ohjeet, Mitoituskansio Osa B

Törnqvist J. & Jauhiainen P., 2001, ICT-koe tien rakennekerrosmateriaalien deformaatioherkkyyden määrittämisessä, Tiehallinnon selvityksiä 63/2001, Tiehallinto, s. 47.

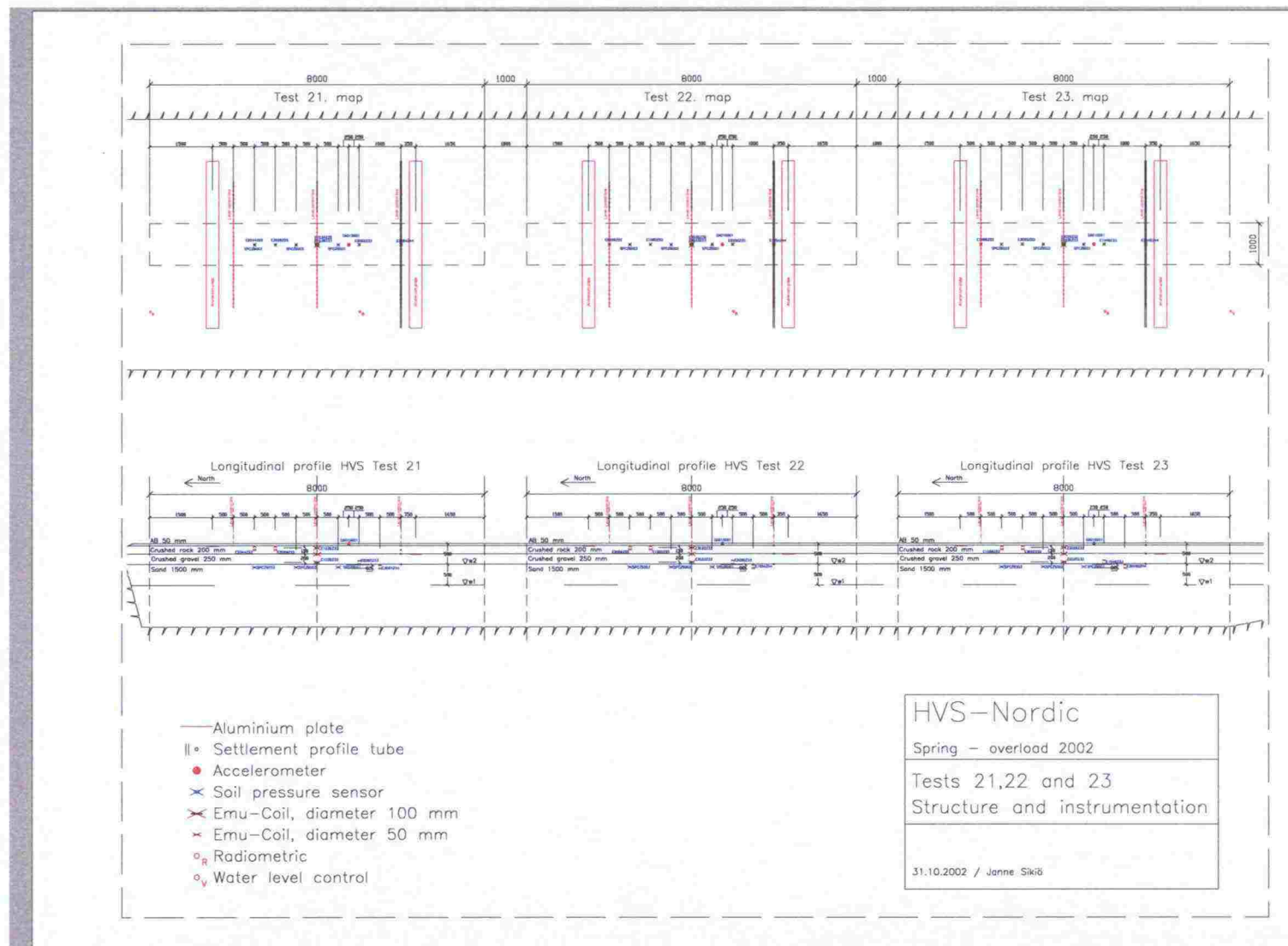
Wiman L.G. Accelerated load testing of pavements, HVS-Nordic tests in Sweden 1999. VTI rapport 477A-2001. Linköping. p. 93.

9 LIITTEET

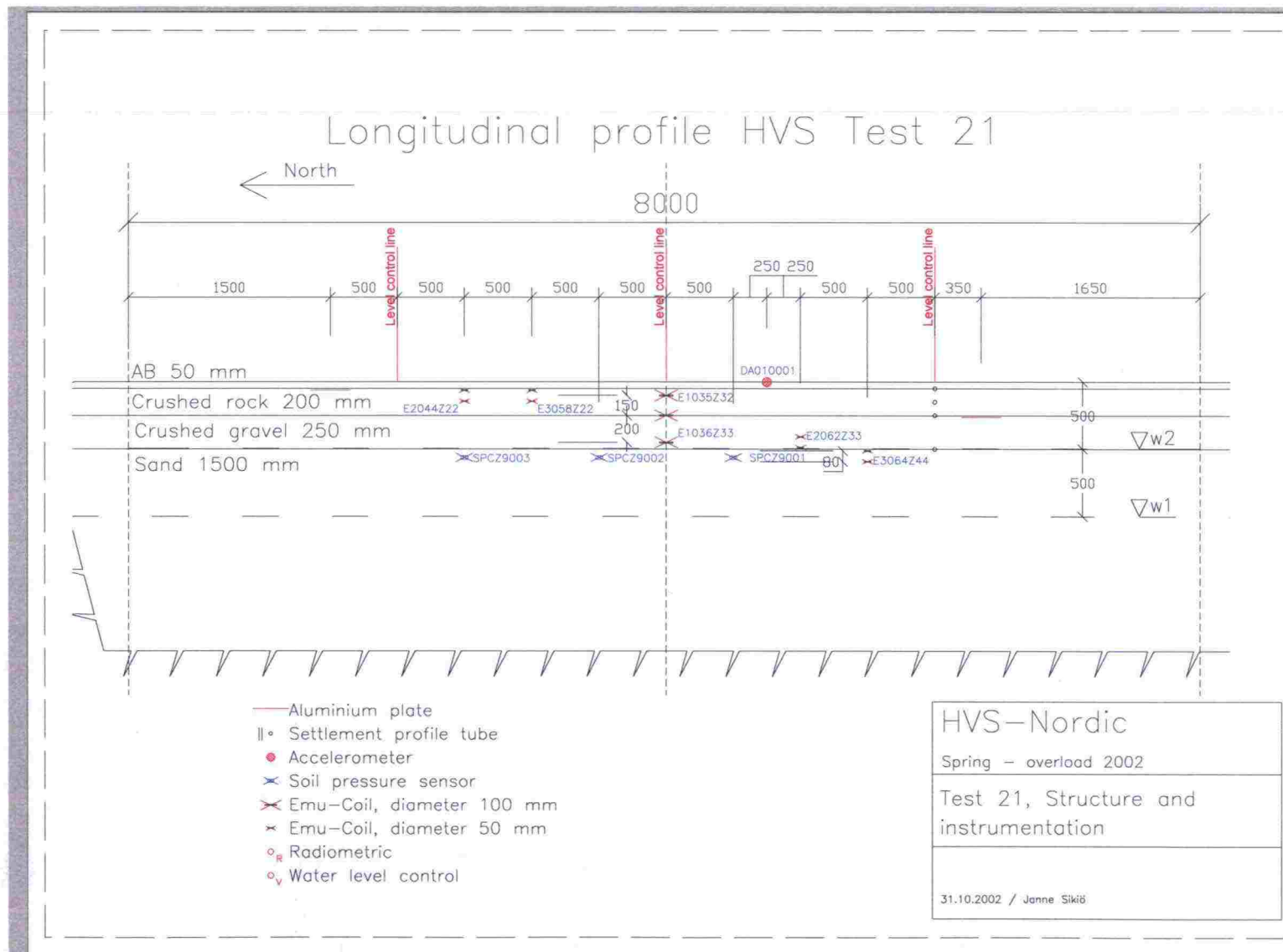
- | | |
|----------|---|
| LIITE 1. | Instrumentointi ja rakennekuvat |
| LIITE 2. | Rakennusaikaiset mittaukset |
| LIITE 3 | Laboratoriotulokset |
| LIITE 4 | Maanpainemittaukset |
| LIITE 5 | Muodonmuutosmittaukset |
| LIITE 6 | Mittaukset kuormitusten jälkeen |
| LIITE 7 | Deformaatiotutkimuksen siirtymämittaukset
(letkupainuma- ja pyörrevirtamittaukset) |

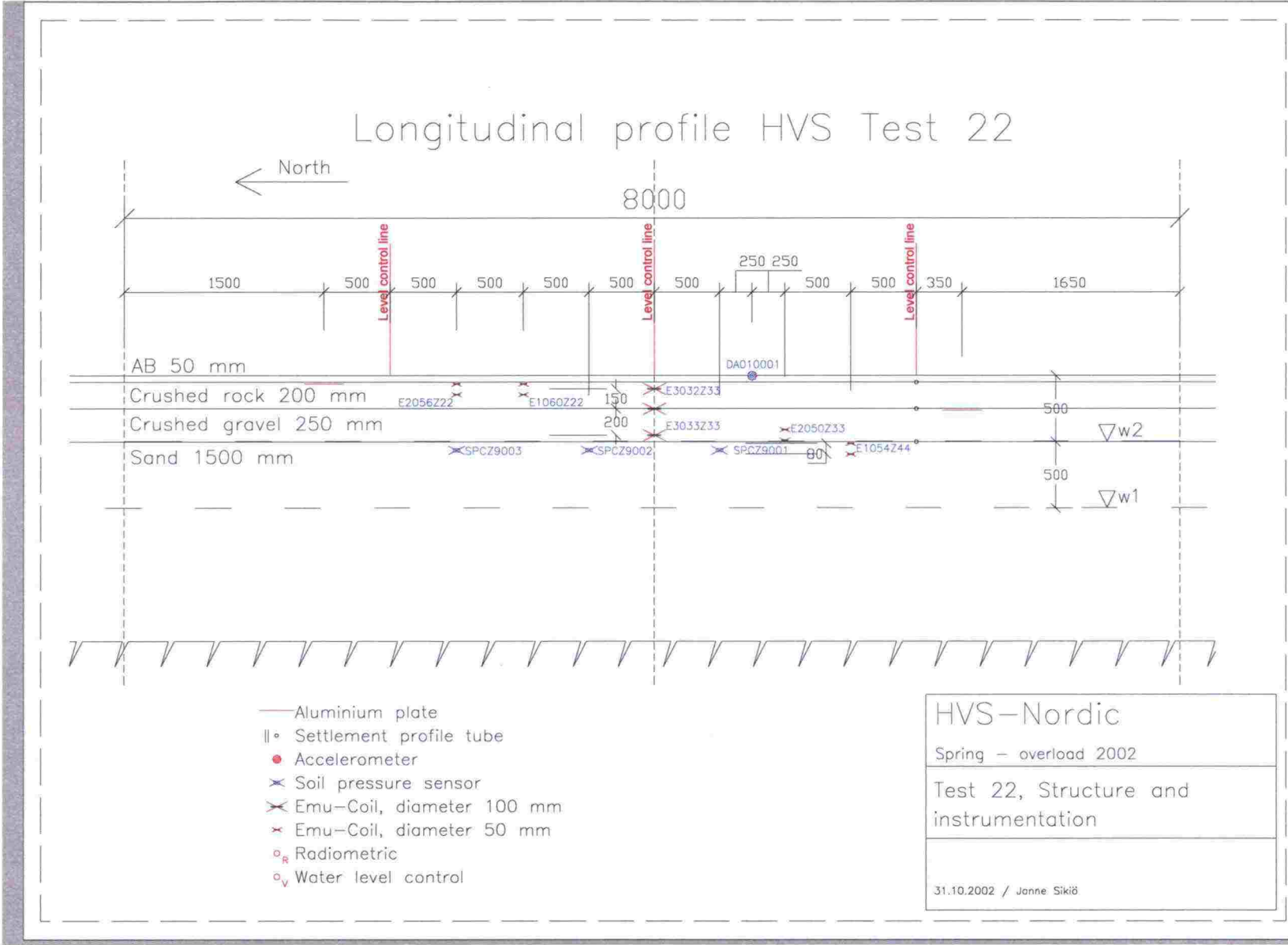
LIITE 1. INSTRUMENTOINTI JA RAKENNEKUVAT

Koealueet

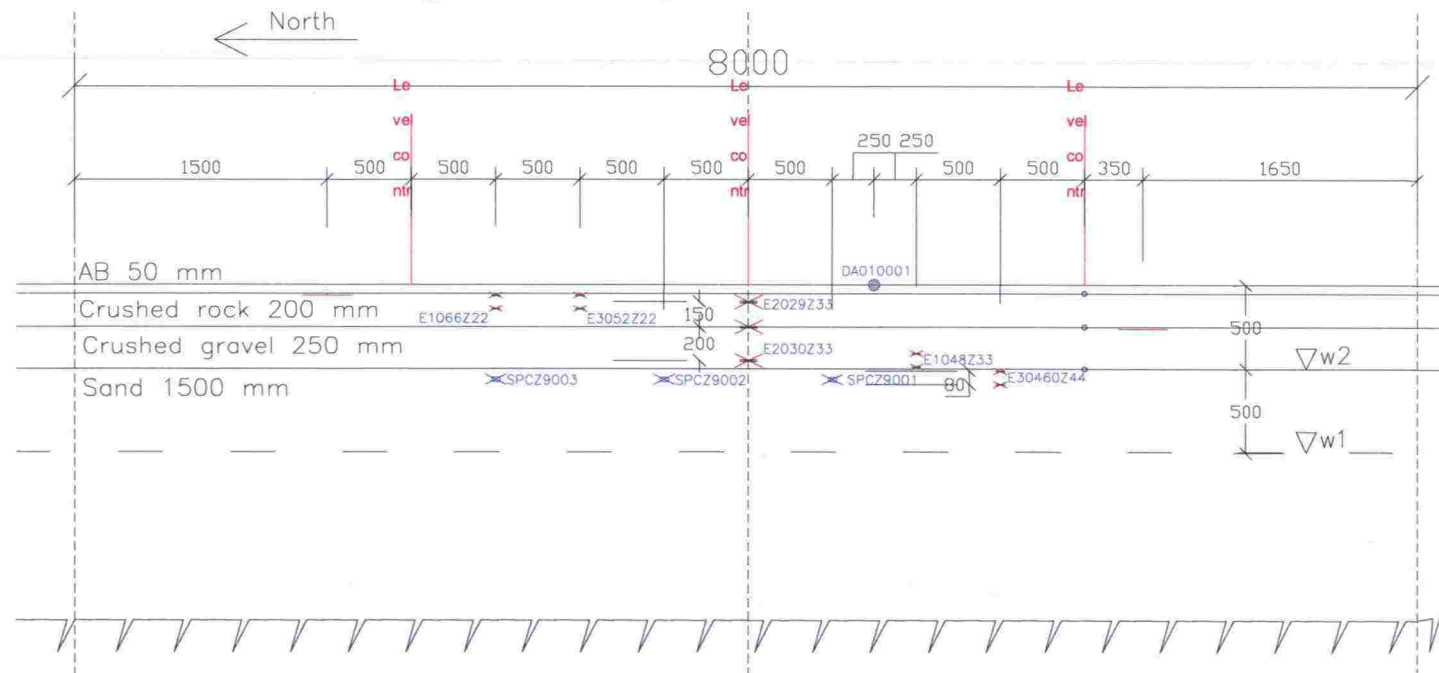


Koerakenne 21





Longitudinal profile HVS Test 23



- Aluminium plate
- || • Settlement profile tube
- Accelerometer
- × Soil pressure sensor
- × Emu-Coil, diameter 100 mm
- × Emu-Coil, diameter 50 mm
- _R Radiometric
- _V Water level control

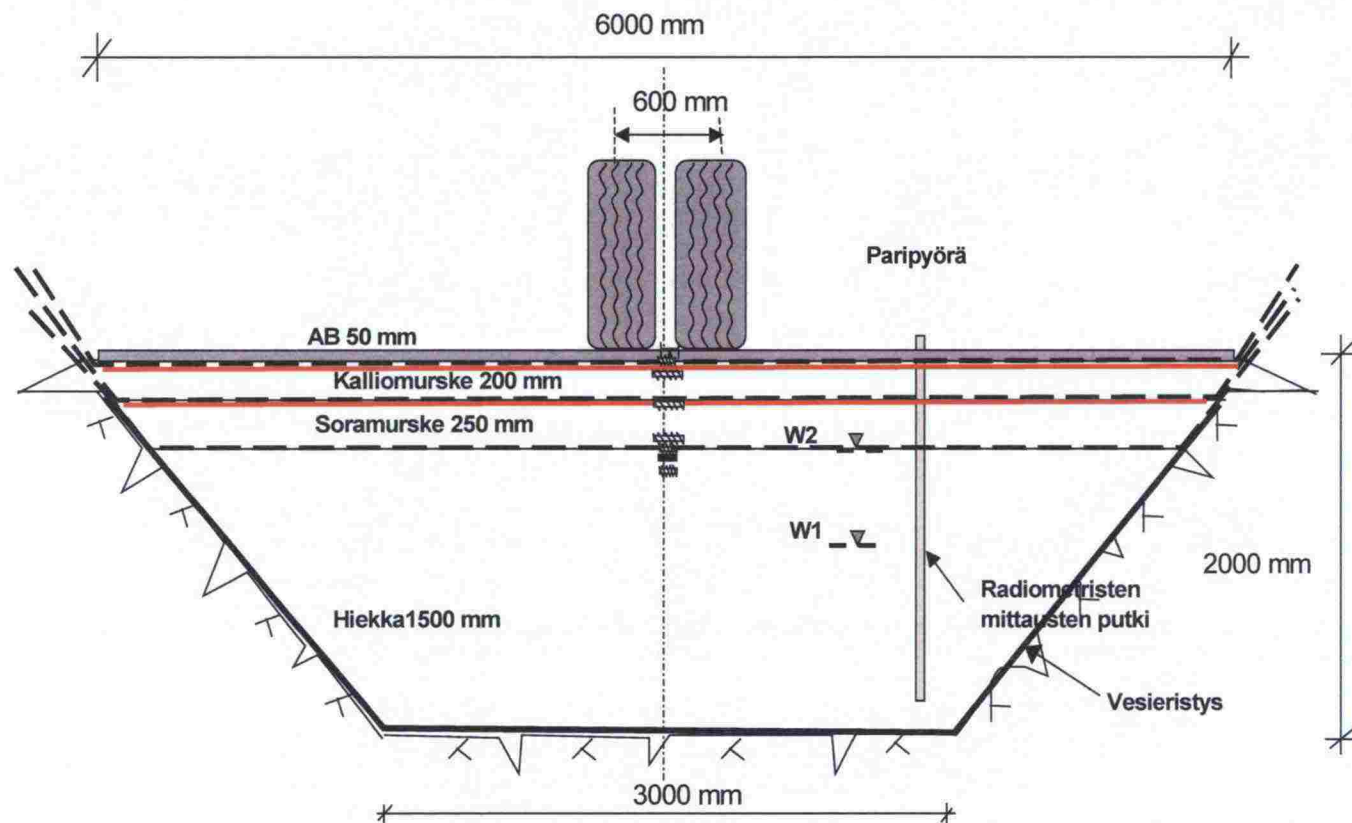
HVS-Nordic

Spring - overload 2002

Test 23, Structure and instrumentation

31.10.2002 / Janne Sikiö

Koealueen leikkaus ja instrumentointi



Vastemittaukset

- = EMU coil (siirtymämittaus), 9 kpl / alue
- = Letkupainumamittaukset, 3 kpl / alue
- = alumiinilevyt, 2 kpl/alue
- = Maanpaineselli, 3 kpl / alue
- = Taipumamittaus (kiihtyvyyssanturi), 1 kpl/alue

Muut mittaukset

- Pudotuspainolaitemittaukset
- Näytteenotto
- Radiometriset mittaukset
- Profiilit (AB:n pinta)
- Lämpötilamittaukset
- Vauriokartoitukset
- Rakennusaikaiset valvontamittaukset

LIITE 2. RAKENTAMISEN AIKAiset MITTAUKSET

Eri kerrosten yläpintojen vaaitukset ja hajonnat.

Hiekan pinta	Rak 21	Rak 22	Rak 23	päivämäärä
keskiarvo	+16,140	+16,148	+16,143	23.1.2002
hajonta, mm	9,7	1,8	8,8	
minimi	+16,12	+16,14	+16,13	N = 9
maksimi	+16,15	+16,15	+16,16	
Soramurs- keen pinta	Rak 21	Rak 22	Rak 23	päivämäärä
keskiarvo	+16,377	+16,394	+16,395	29.1.2002
hajonta, mm	12,4	8,1	6,6	
minimi	+16,36	+16,39	+16,38	N = 9
maksimi	+16,39	+16,41	+16,40	
Kalliomurs- keen pinta	Rak 21	Rak 22	Rak 23	päivämäärä
keskiarvo	+16,574	+16,574	+16,580	8.2.2002
hajonta, mm	5,8	5	7,5	
minimi	+16,57	+16,57	+16,57	N = 9
maksimi	+16,58	+16,58	+16,59	
Päällysteen pinta	Rak 21	Rak 22	Rak 23	päivämäärä
keskiarvo	+16,638	+16,635	+16,624	11.2.2002
hajonta, mm	1,7	5,3	7,6	
minimi	+16,63	+16,63	+16,62	N = 9
maksimi	+16,69	+16,64	+16,63	

Kerrosten keskimääräiset paksuudet vaaitsemalla ja pyörrevirtamittauksilla.

Rakenne 21, 70 kN W -0,5 m

Kerros	keskimääräinen paksuus, mm	hajonta, mm	Pyörrevirtamittaus, mm	hajonta, mm
päällyste 50 mm	50.1	2.1	47.7	2.1
kantavan kalliomurske 200 mm	199.6	6.9		
jakavan soramurske 250 mm	235.7	12.6		

Rakenne 22, 50 kN W -0,5 m

Kerros	keskimääräinen paksuus, mm	hajonta, mm	Pyörrevirtamittaus, mm	hajonta, mm
päällyste 50 mm	60.8	4.8	62.6	0.7
kantavan kalliomurske 200 mm	178.1	7.1		
jakavan soramurske 250 mm	246.0	9.6		

Rakenne 23, 70 kN W -1,0 m

Kerros	keskimääräinen paksuus, mm	hajonta, mm	Pyörrevirtamittaus, mm	hajonta, mm
päällyste 50 mm	59.0	7.1	57.5	1.3
kantavan kalliomurske 200 mm	183.4	9.5		
jakavan soramurske 250 mm	252.8	11.5		

Rakennekerrosten tiiviysmittaukset.

Hiekkakerroksen Troxler - ja hiekkavolymetritulokset. Laboratoriokokeiden mukainen maksimikuivatilavuuspaino on 18,8 kN/m³. Tiiviysvertailu on tehty suhteessa sen ja luotettavampana pidettyjen volymetrimittausten välillä.

Mittaus 23.1.2002	Vesipitoisuus w-% Troxler / hiekkavolymetri	Tilavuuspaino, kN/m ³ , Troxler / volymetri	Kuiva- tilavuuspaino, kN/m ³ , Troxler / volymetri	Tiiviysaste %, volymetri / Parannettu Proctor
Rakenne 21	8,1 / 8,3	18,69 / 18,98	17,29 / 17,53	93,2
Rakenne 22	6,2 / 6,5	18,69 / 18,93	17,60 / 17,78	94,5
Rakenne 23	8,1 / 8,7	19,37 / 20,07	17,92 / 18,46	98,2
Keskiarvot	7,5 / 7,8	18,9 / 19,3	17,6 / 17,9	95,3

Soramurskekerroksen Troxlertulokset. Laboratoriokokeiden mukainen maksimikuivatilavuuspaino on 22,0 kN/m³. Tiiviysvertailu on tehty suhteessa sen ja Troxlermittausten välillä.

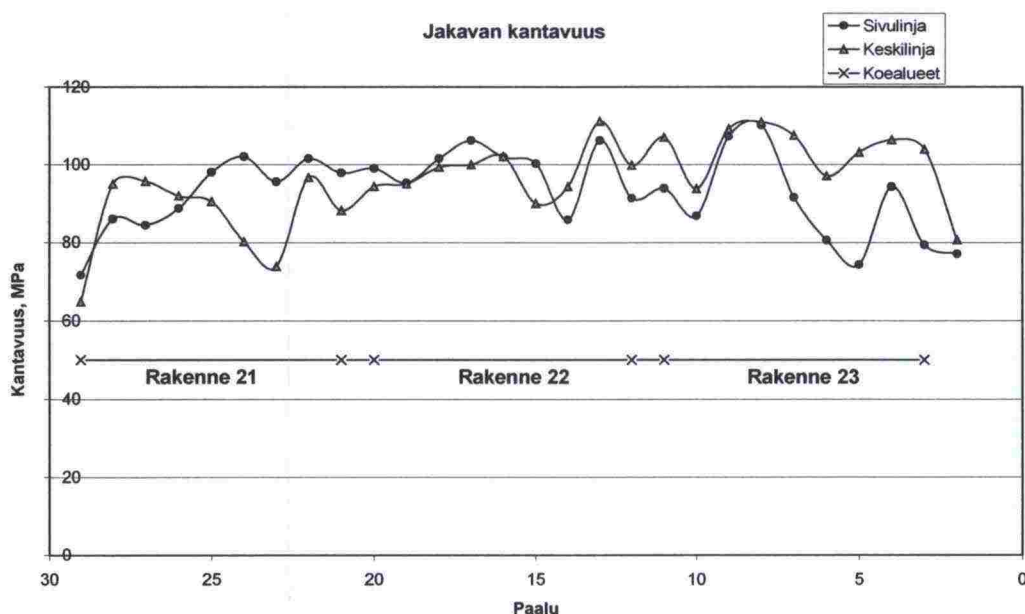
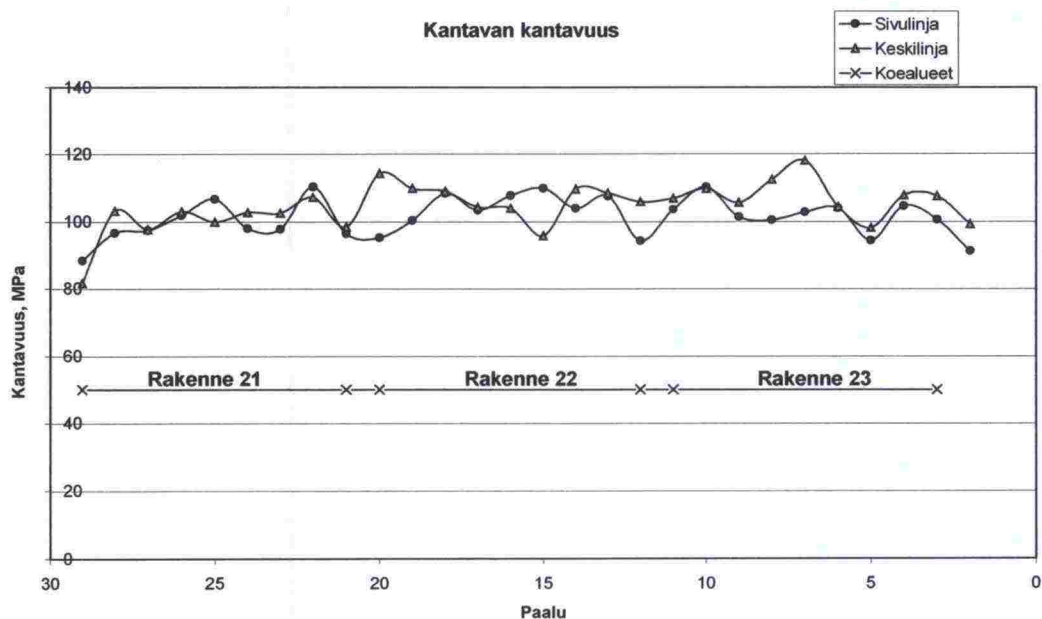
Mittaus 1.2.2002	Vesipitoisuus w-% Troxler	Tilavuuspaino, kN/m ³ , Troxler	Kuiva- tilavuuspaino, kN/m ³ , Troxler	Tiiviysaste %, Troxler/ Parannettu Proctor
Rakenne 21	3,3	22,07	21,36	97,1
Rakenne 22	3,4	22,42	21,68	98,6
Rakenne 23	2,8	22,29	21,68	98,6
Keskiarvot	3,2	22,3	21,6	98,1

Kalliomurskekerroksen Troxler - ja hiekkavolymetritulokset. Laboratoriokokeiden mukainen maksimikuivatilavuuspaino on 18,8 kN/m³. Tiiviysvertailu on tehty suhteessa sen ja luotettavampana pidettyjen volymetrimittausten välillä.

Mittaus 8.2.2002	Vesipitoisuus w-% Troxler / hiekkavolymetri	Tilavuuspaino, kN/m ³ , Troxler / volymetri	Kuiva- tilavuuspaino, kN/m ³ , Troxler / volymetri	Tiiviysaste %, volymetri / Parannettu Proctor
Rakenne 21	3,7 / 3,2	21,41 / 22,4	20,63 / 21,75	95,6
Rakenne 22	4,0 / 3,4	21,45 / 22,40	20,60 / 21,60	98,5
Rakenne 23	4,6 / 5,1	21,34 / 21,95	20,41 / 20,89	95,0
Keskiarvot	4,1 / 3,9	22,4 / 22,3	20,5 / 21,4	96,4

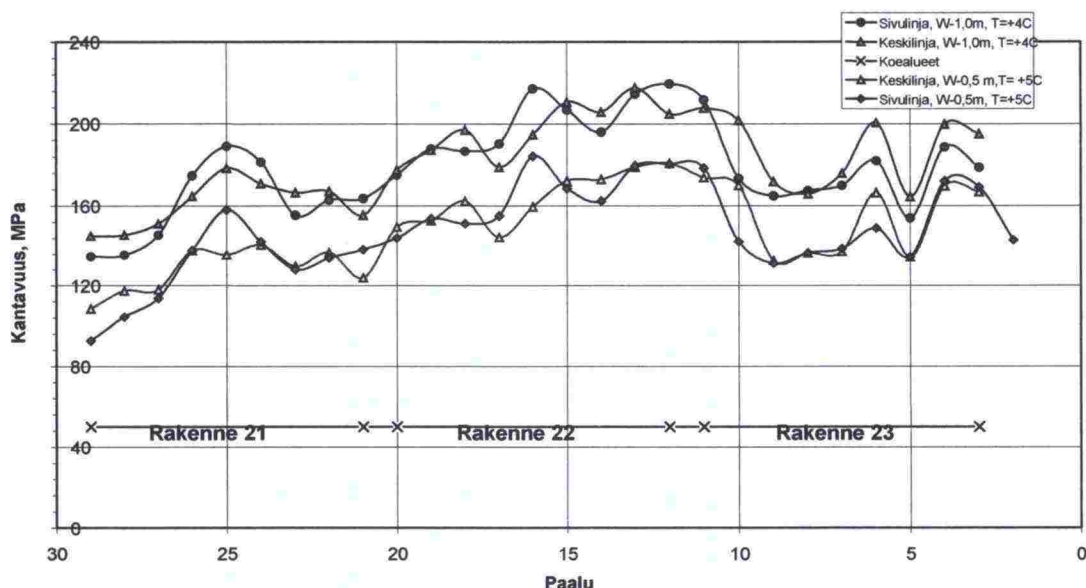
Kantavuusmittaukset.*Kerroskohtaiset Loadman-mittaukset ennen testausta.*

E ₃₀₀ , MPa	Rakenne 21	Rakenne 22	Rakenne 23	PVM
Hiekka	31	35	37	23.1.2002
Soramurske	35	38	39	4.2.2002
Kalliomurske	39	39	38	8.2.2002
E ₁₃₂ : Päälyste	256	345	325	18.2.2002

Pudotuspainolaitemittaukset. Soramurskekerroksen kantavuus.*Pudotuspainolaitemittaukset. Kalliomurskekerroksen kantavuus. Sivulinja 800 mm keskilinjalta oikealle.*

Pudotuspainolaitemittaukset. Päälysteen kantavuus eri vedenpinnan arvoilla (ei lämpötilakorjausta). Sivulinja 800 mm keskilinjalta oikealle.

PPL-tulokset, Päälyste, kantavuus

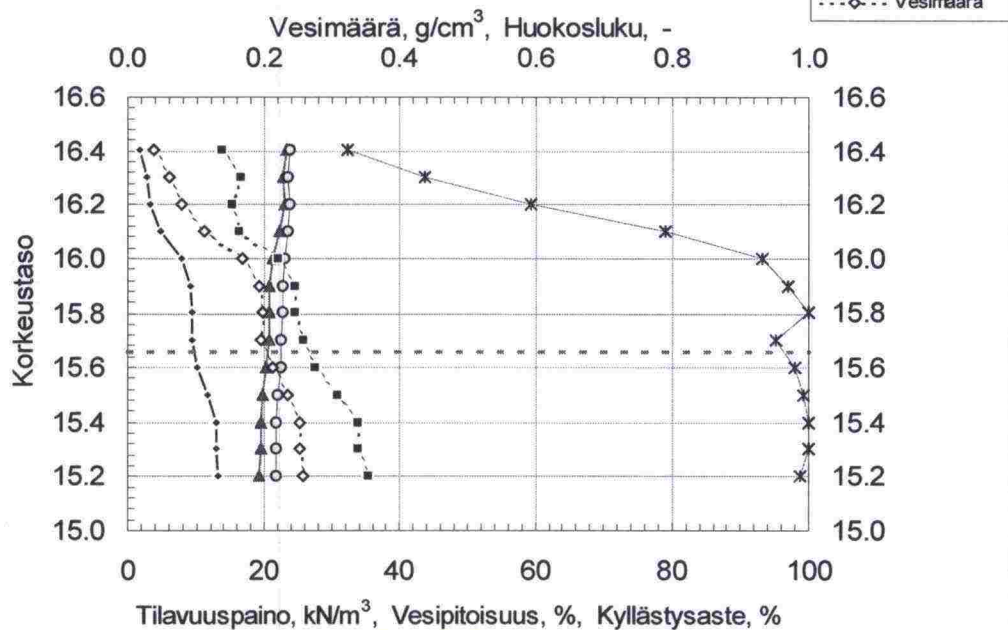
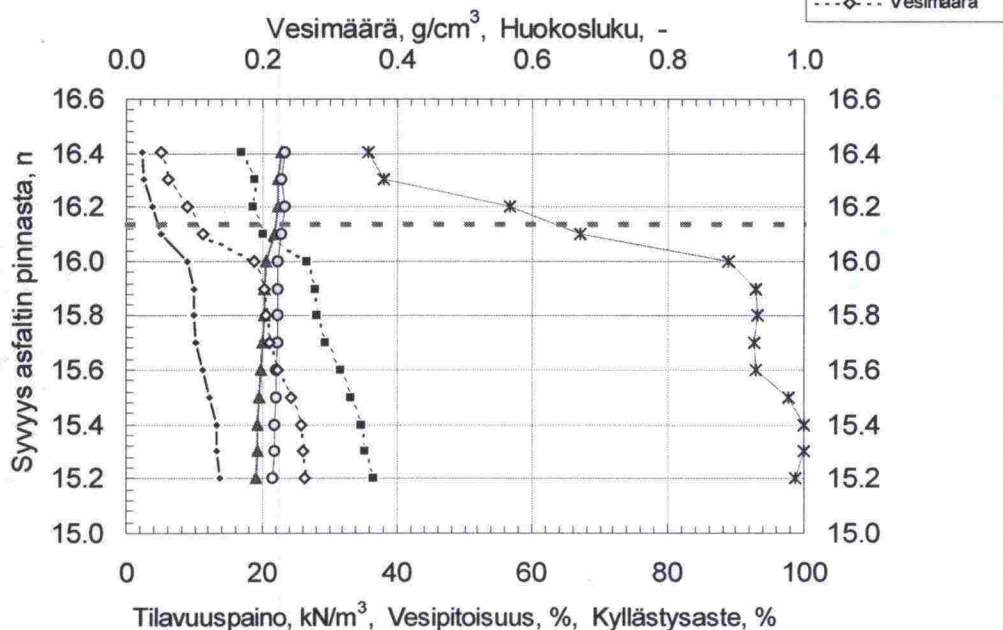


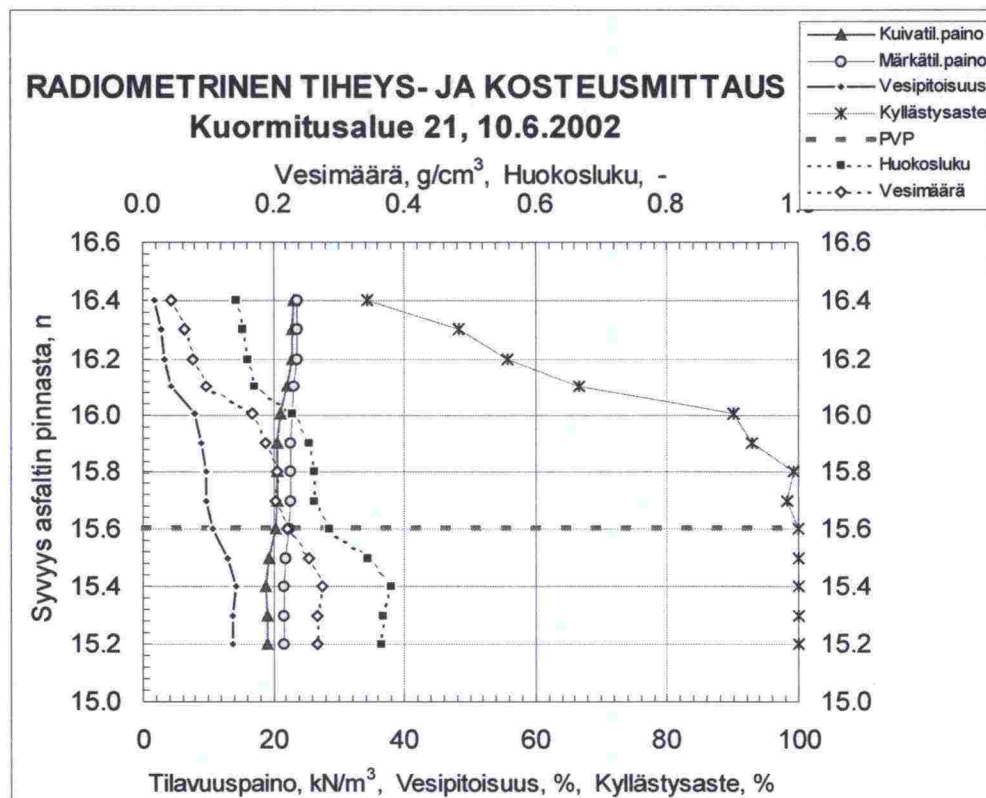
Pudotuspainolaitemittaukset. Yhteenvedotaulukko.

E_{FWD} , MPa	Rakenne 21	Rakenne 22	Rakenne 23	PVM	Lämpötila, °C
Soramurske kl	86	98	104	5.2.2002	5
Soramurske sl	92	99	91	5.2.2002	5
Kalliomurske kl	100	107	108	8.2.2002	5
Kalliomurske sl	99	103	102	8.2.2002	5
Pääll., W-1,0m kl	161	197	187	18.2.2002	4
Pääll., W-1,0m sl	160	199	177	18.2.2002	4
Pääll., W-0,5m kl	128	164	154	8.2.2002	5
Pääll., W-0,5m sl	128	164	150	9.2.2002	5
Pääll., W-1,0m kl kokeen jälkeen	206	217	199	11.6.2002	18
Pääll., W-1,0m kl (lämpötila-korj)	150	180	171	18.2.2002	4 > 20
Pääll., W-1,0m sl (lämpötila-korj)	149	182	162	18.2.2002	4 > 20
Pääll., W-0,5m kl (lämpötila-korj)	119	150	142	8.2.2002	5 > 20
Pääll., W-0,5m sl (lämpötila-korj)	119	151	138	9.2.2002	5 > 20
Pääll., W-1,0m kl kokeen jälkeen (lämpötila-korj)	205	214	196	11.6.2002	18 > 20

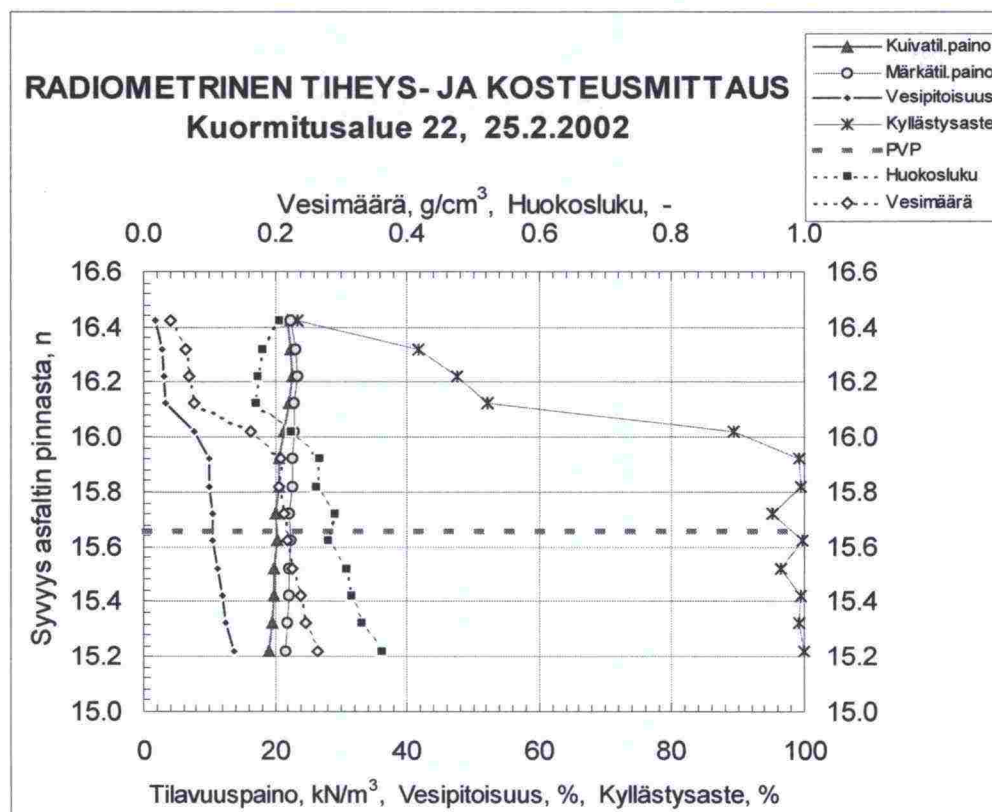
Radiometriset mittaukset

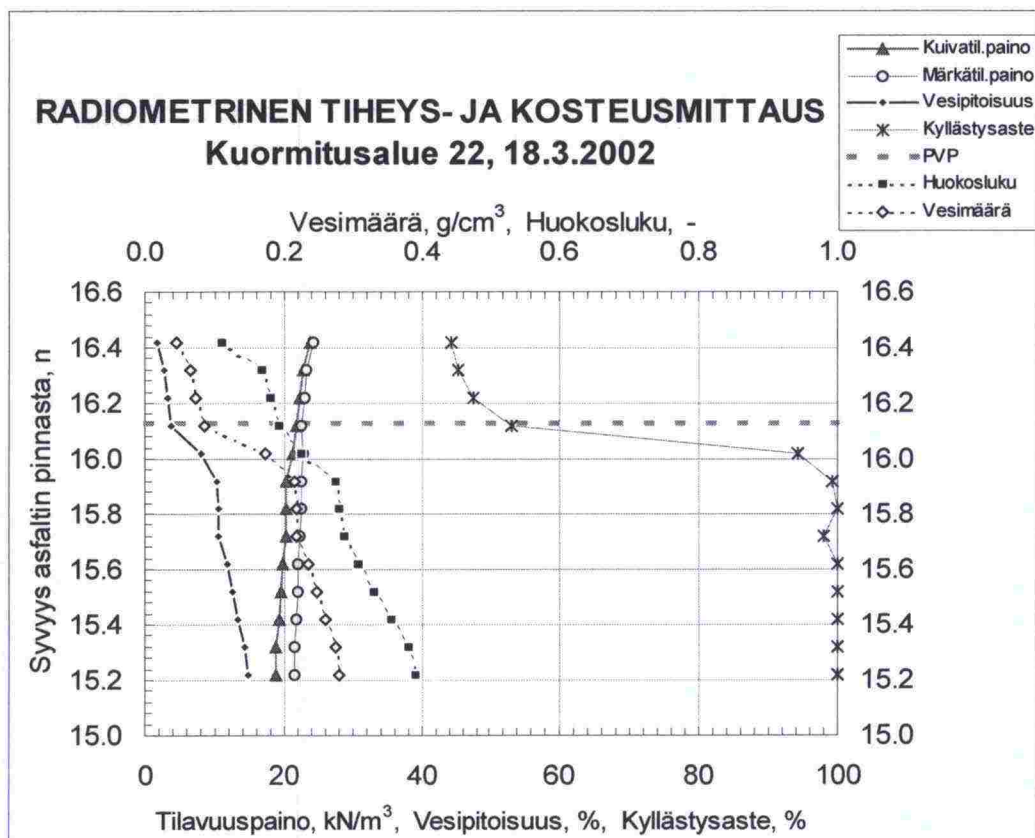
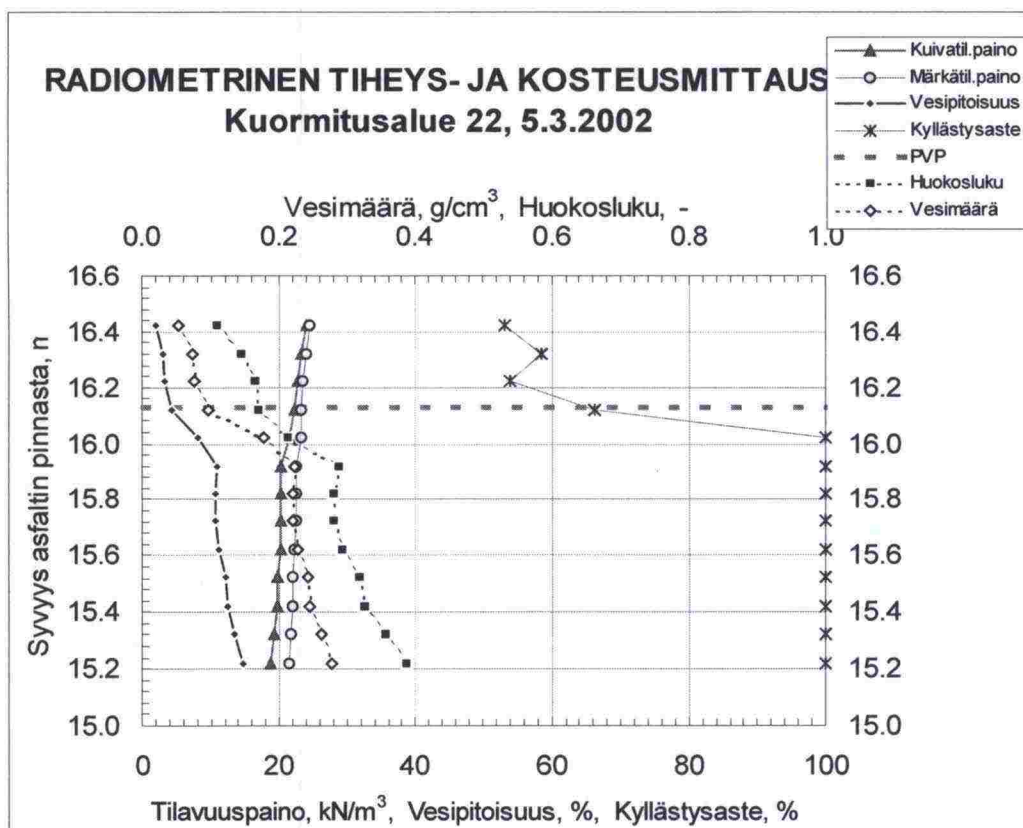
Rakenne 21

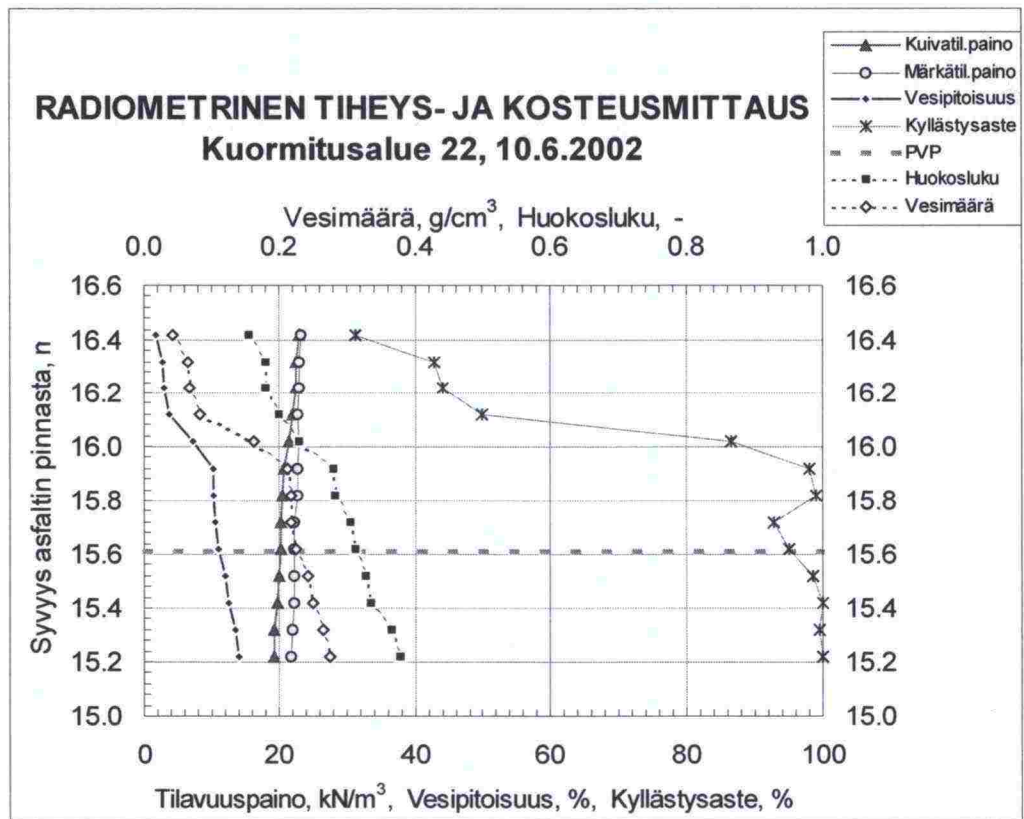
RADIOMETRINEN TIHEYS- JA KOSTEUSMITTAUS,
Kuormitusalue 21, 25.2.2002

RADIOMETRINEN TIHEYS- JA KOSTEUSMITTAUS
Kuormitusalue 21, 19.3.2002




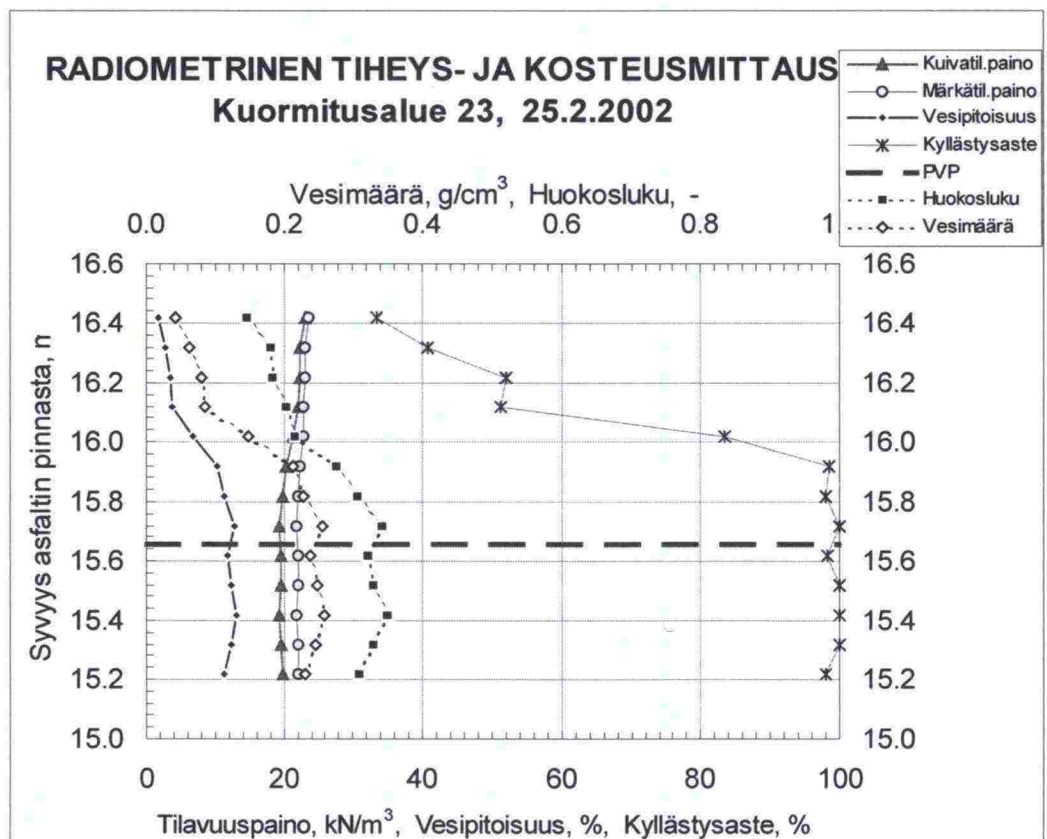
Rakenne 22.



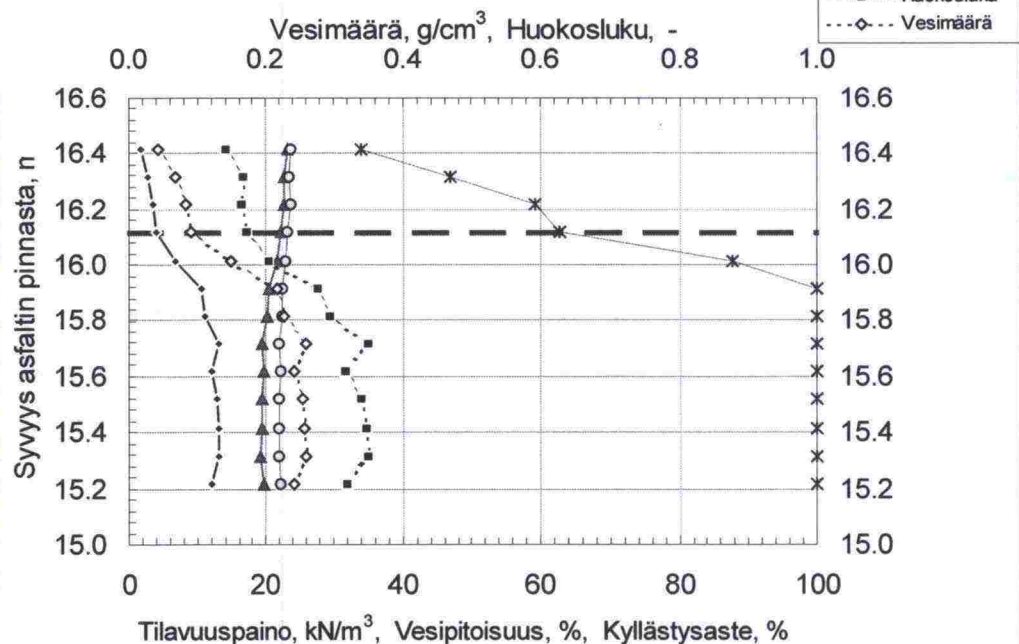




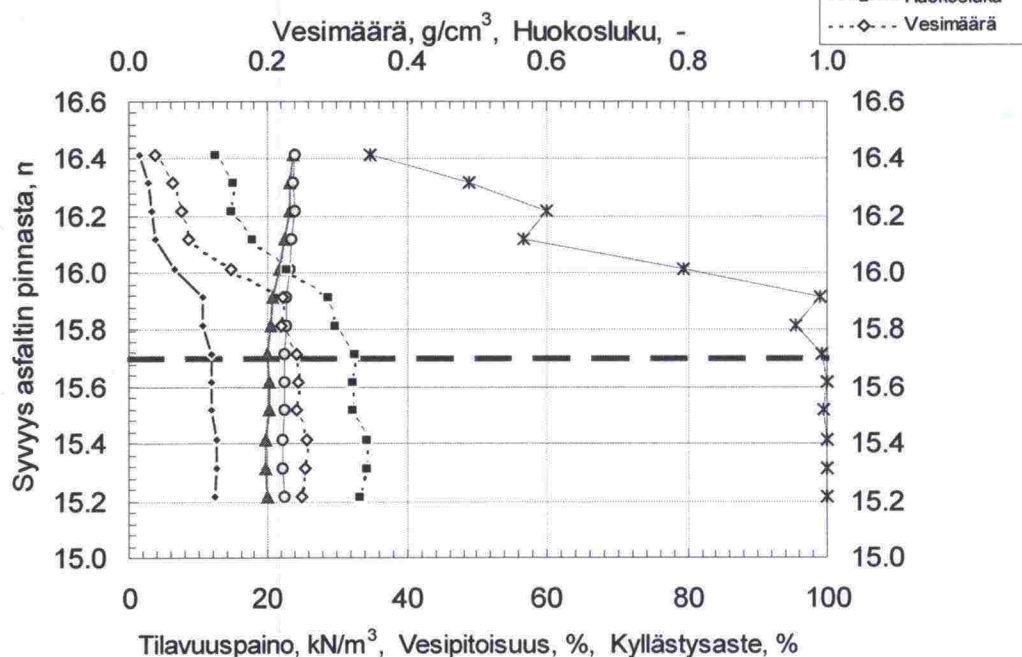
Rakenne 23.



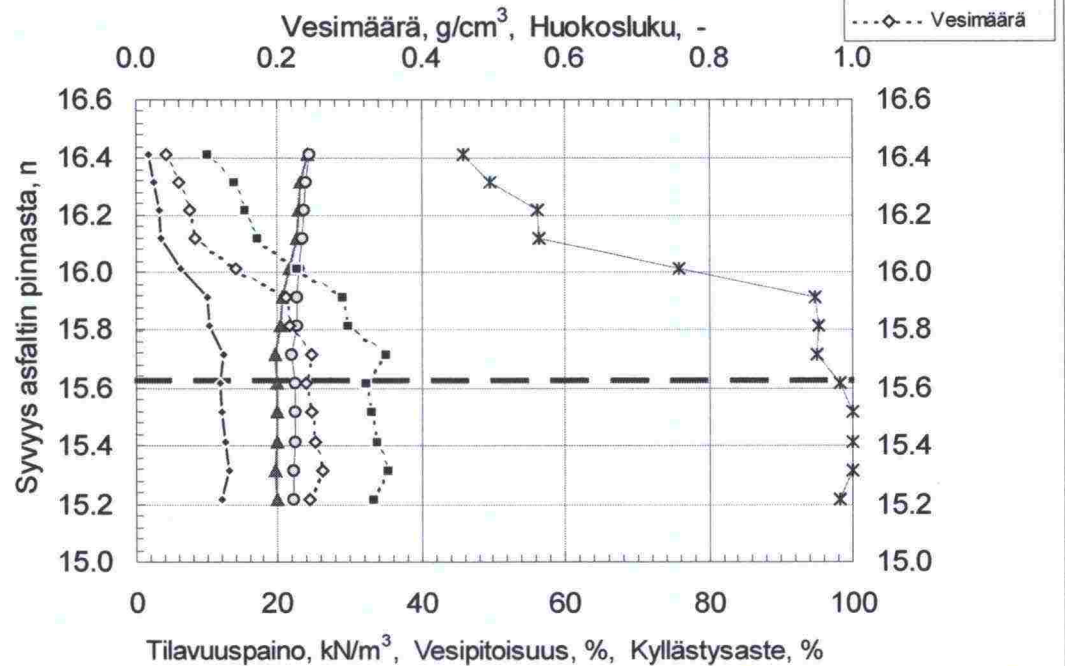
RADIOMETRINEN TIHEYDYS- JA KOSTEUSMITTAUS Kuormitusalue 23, 5.3.2002



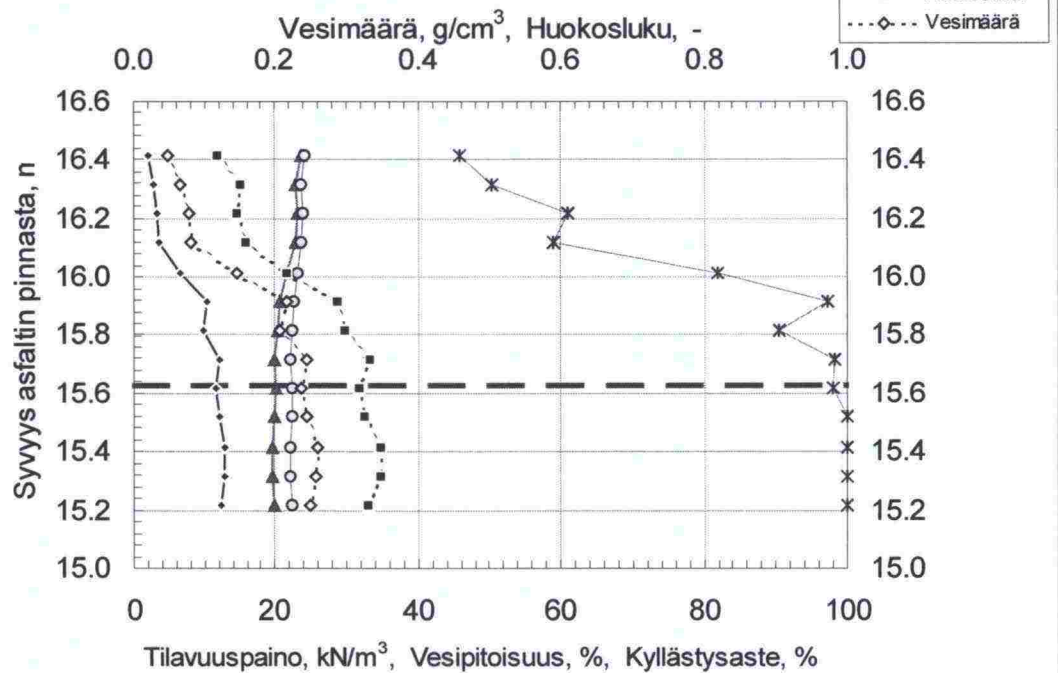
RADIOMETRINEN TIHEYDYS- JA KOSTEUSMITTAUS Kuormitusalue 23, 12.4.2002



RADIOMETRINEN TIHEYS- JA KOSTEUSMITTAUS **Kuormitusalue 23, 16.4.2002**

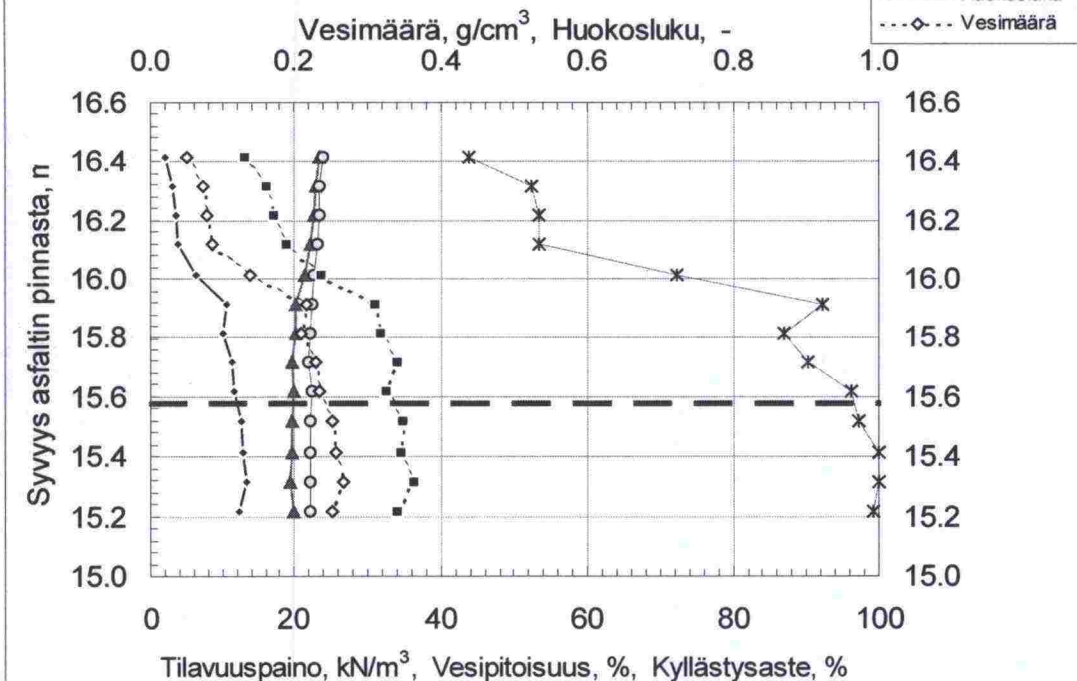


RADIOMETRINEN TIHEYS- JA KOSTEUSMITTAUS **Kuormitusalue 23, 26.4.2002**



RADIOMETRINEN TIHEYS- JA KOSTEUSMITTAUS

Kuormitusalue 23, 10.6.2002



Rakennekerrokset sijaitsivat kokeen alussa tasoilla:

- pohjamaa hiekka yläpinta noin +16,14
- jakava sora- ja murskekerros yläpinta noin +16,38
- kantava kalliomurske yläpinta noin +16,57

LIITE 3. LABORATORIOTULOKSET

Tilaaja:	L.K-T.				
Tutkimus:	HVS / Kevätylikuormat				
Näytteen tunnus:	Hk				
- laboratorionumero					
- piste, paalu					
- syvyys	pohjamaa 14 % vettä tuli läpi				

Näytteen massa	g	2900	2900	2900	2900	2900
Haluttu vesipitoisuus	%	8	10	12	13	14
Lisättävä vesimäärä	g	232	290	348	377	406
Kostea näytteen ja muotin massa	g	6286	6346	6370	6350	6330
Muotin massa	g	4378	4378	4378	4378	4378
Määrän näytteen massa	g	1908	1968	1992	1972	1952
Astian massa	g	480	466	464	463	455
Määrän näytteen ja astian massa	g	2386	2428	2450	2425	2398
Kuivan näytteen ja astian massa	g	2247	2252	2263	2229	2189
Veden massa	g	139	176	187	196	209
Määrän näytteen massa	g	1906	1962	1986	1962	1943
Kuivan näytteen massa	g	1767	1786	1799	1766	1734
Vesipitoisuus märkäpainosta	%	7.29	8.97	9.42	9.99	10.76
Vesipitoisuus kuivapainosta	%	7.87	9.85	10.39	11.10	12.05
Märkäirtotiheys	g/cm ³	2.025	2.084	2.110	2.084	2.064
Märkätilavuuspaino	kN/m ³	19.86	20.44	20.69	20.44	20.24
Kuivairtotiheys	g/cm ³	1.877	1.897	1.911	1.876	1.842
Kuivatilavuuspaino	kN/m ³	18.41	18.61	18.74	18.40	18.07

Parannettu Proctor -koe ☒ X
Normaali Proctor -koe ☐

Proctor -muotin tilavuus:
V = 941.3 cm³

Poistettujen rakeiden määrä paino -%:na
koko seulotun aineksen määrästä:
k = 0 %

Poistettujen rakeiden kiintotiheys:
ρ_s = 2.65 g/cm³

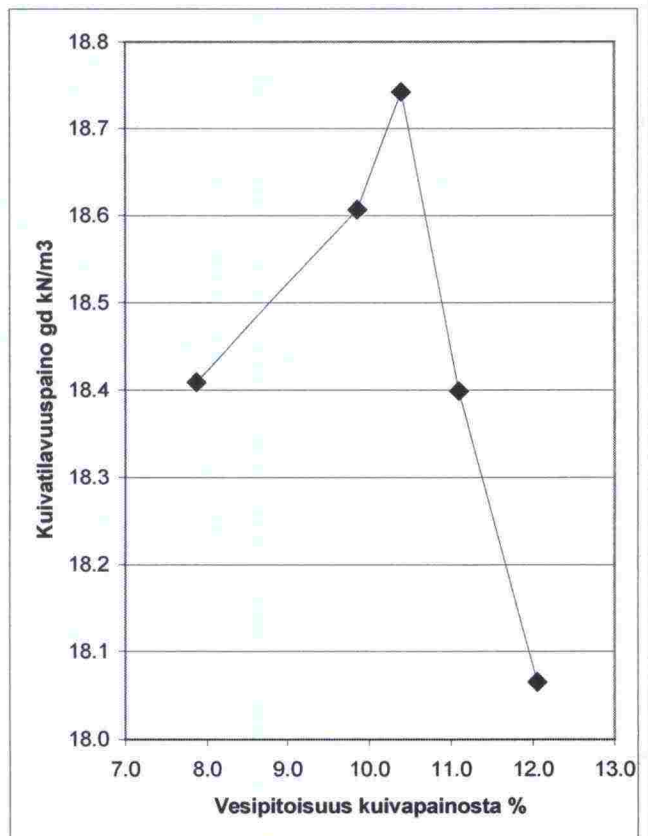
Proctor -kokeesta saatu korjaamaton
kuivairtitiheyden maksimiarvo:
ρ_{dmax} = 1.911 g/cm³

Korjattu maksimikuivatilavuuspaino:
ρ_{dmaxkorj} = 1.911 g/cm³
γ_{dmaxkorj} = 18.74 kN/m³

Optimivesipitoisuus:
w_{opt} = 10.39 %

Korjattu optimivesipitoisuus:
w_{opt.korj} = 10.39 %

pvm
Hannu Jukka
Tutki



Tilaaja:							
Tutkimus:		HVS-kevätylikuormat					
Näytteen tunnus:		SrM					
- laboratorionumero							
- piste, paalu							
- syvyys		jakava					
Näytteen massa	g	5500	5500	5500	5500		
Haluttu vesipitoisuus	%	5	6	6	7		
Lisättävä vesimäärä	g	275	330	330	385		
Kostea näytteen ja muotin massa	g	11080	11259	11318	11285		
Muotin massa	g	6042	6042	6042	6042		
Märän näytteen massa	g	5038	5217	5276	5243		
Astian massa	g	1002	1042	988	1024		
Märän näytteen ja astian massa	g	6029	6242	6248	6245		
Kuivan näytteen ja astian massa	g	5800	5980	5970	5920		
Veden massa	g	229	262	278	325		
Märän näytteen massa	g	5027	5200	5260	5221		
Kuivan näytteen massa	g	4798	4938	4982	4896		
Vesipitoisuus märkäpainosta	%	4.56	5.04	5.29	6.22		
Vesipitoisuus kuivapainosta	%	4.77	5.31	5.58	6.64		
Märkäirttiheys	g/cm ³	2.374	2.456	2.484	2.466		
Märkätilavuuspaino	kN/m ³	23.28	24.08	24.36	24.18		
Kuivairtiheys	g/cm ³	2.266	2.332	2.353	2.312		
Kuivatilavuuspaino	kN/m ³	22.22	22.87	23.07	22.68		

Parannettu Proctor -koe ☒ X
 Normaali Proctor -koe ☐

Proctor -muotin tilavuus:
 $V = 2117.4 \text{ cm}^3$

Poistettujen rakeiden määrä paino -%:na
 koko seulotun aineksen määrästä:
 $k = 3.2 \%$

Poistettujen rakeiden kiintotiheys:
 $\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$

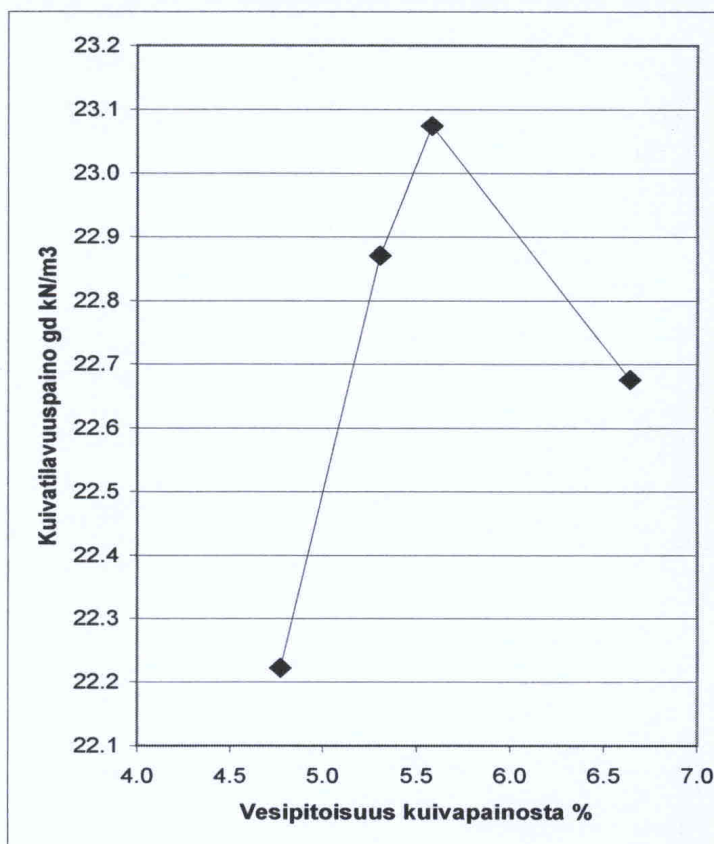
Proctor -kokeesta saatu korjaamaton
 kuivairtiheyden maksimi-arvo:
 $\rho_{dmax} = 2.353 \text{ g/cm}^3$

Korjattu maksimikuivatilavuuspaino:
 $\rho_{dmaxkorj} = 2.361 \text{ g/cm}^3$
 $\gamma_{dmaxkorj} = 23.16 \text{ kN/m}^3$

Optimivesipitoisuus:
 $w_{opt} = 5.58 \%$

Korjattu optimivesipitoisuus:
 $w_{opt.korj.} = 5.40 \%$

pvm
 Hannu Jukka
 Tutki



Tilaaja:							
Tutkimus:		HVS-kevytylikuormat					
Näytteen tunnus:		KaM					
- laboratorionumero							
- piste, paalu							
- syvyys							
		kantava				6% vettä tuli läpi	
Näytteen massa	g	5500	5500	5500	5500		
Haluttu vesipitoisuus	%	4.5	4	5	6		
Lisättävä vesimäärä	g	247.5	220	275	330		
Kostea näytteen ja muotin massa	g	10758	10663	10824	10733		
Muotin massa	g	6042	6042	6042	6042		
Märän näytteen massa	g	4716	4621	4782	4691		
Astian massa	g	1203	1202	1233	1207		
Märän näytteen ja astian massa	g	5905	5814	6000	5879		
Kuivan näytteen ja astian massa	g	5699	5638	5773	5645		
Veden massa	g	206	176	227	234		
Märän näytteen massa	g	4702	4612	4767	4672		
Kuivan näytteen massa	g	4496	4436	4540	4438		
Vesipitoisuus märkäpainosta	%	4.38	3.82	4.76	5.01		
Vesipitoisuus kuivapainosta	%	4.58	3.97	5.00	5.27		
Märkäirtotiheys	g/cm ³	2.221	2.178	2.251	2.206		
Märkätilavuuspaino	kN/m ³	21.78	21.36	22.08	21.64		
Kuivairtotiheys	g/cm ³	2.123	2.095	2.144	2.096		
Kuivatilavuuspaino	kN/m ³	20.82	20.55	21.03	20.55		

Parannettu Proctor -koe ☒

Normaali Proctor -koe ☐

Proctor -muotin tilavuus:

V = 2117.4 cm³

Poistettujen rakeiden määrä paino -%:na
koko seulotun aineksen määrästä:

k = 4.1 %

Poistettujen rakeiden kiintotiheys:

ρ_s = 2.65 g/cm³

Proctor -kokeesta saatu korjaamaton
kuivairtitiheyden maksimiarvo:

ρ_{dmax} = 2.144 g/cm³

Korjattu maksimikuivatilavuuspaino:

ρ_{dmaxkorj} = 2.161 g/cm³

γ_{dmaxkorj} = 21.19 kN/m³

Optimivesipitoisuus:

w_{opt} = 5.00 %

Korjattu optimivesipitoisuus:

w_{opt.korj} = 4.80 %

30.8.2002

pvm

Hannu Jukka

Tutki

Vesipitoisuus kuivapainosta (%)	Kuivatilavuuspaino g/cm ³
3.97	20.55
4.76	20.82
5.00	21.03
5.27	20.55

Materiaalien jäykkyysominaisuudet.
Kolmiakselikoetulokset. Hiekka.

Hiekka 1

Kuorm. porras	σ_3 kPa	$\sigma_{1\max}$ kPa	q_{\max} kPa	p_{\max} kPa	$\Delta\varepsilon_1$	M_r MPa
0	101.00	211.10	110.10	137.70	0.0005198	190.80
1	20.75	41.97	21.22	27.82	0.0002356	81.62
2	20.72	63.49	42.77	34.98	0.0004498	86.17
3	20.71	85.02	64.31	42.14	0.0006298	92.65
4	35.81	73.49	37.68	48.37	0.0002944	116.07
5	35.82	111.49	75.67	61.04	0.0005825	118.00
6	35.82	149.91	114.09	73.85	0.0008849	117.16
7	70.91	147.88	76.97	96.56	0.0004351	160.75
8	70.94	224.82	153.88	122.24	0.0008721	160.58
9	70.97	301.89	230.92	147.95	0.0013305	157.94
10	101.04	178.46	77.42	126.85	0.0003841	183.43
11	101.07	217.29	116.22	139.81	0.0005779	182.85
12	101.08	333.43	232.35	178.53	0.0011011	192.13
13	141.07	257.79	116.72	179.98	0.0004806	221.07
14	141.11	296.51	155.40	192.91	0.0006309	224.33
15	141.14	451.05	309.91	244.44	0.0012005	235.01
16	181.27	337.41	156.14	233.31	0.0005568	255.44
17	181.31	380.07	198.76	247.56	0.0007018	257.70
18	181.33	572.10	390.77	311.59	0.0013074	271.63
19	221.11	404.17	183.06	282.13	0.0005833	285.80
20	221.11	464.81	243.70	302.34	0.0007658	289.77
21	221.16	707.38	486.22	383.23	0.0014384	307.68

Hiekka 2

Kuorm. porras	σ_3 kPa	$\sigma_{1\max}$ kPa	q_{\max} kPa	p_{\max} kPa	$\Delta\varepsilon_1$	M_r MPa
0	100.92	199.46	98.54	133.76	0.0004127	210.43
1	20.71	38.25	17.54	26.55	0.0001711	91.03
2	20.68	57.37	36.69	32.91	0.0003468	93.64
3	20.66	77.04	56.38	39.45	0.0005127	98.41
4	35.76	69.22	33.46	46.91	0.0002456	121.81
5	35.76	102.56	66.80	58.03	0.0004881	122.69
6	35.77	138.00	102.23	69.85	0.0007305	125.72
7	70.88	139.62	68.74	93.79	0.0003574	172.93
8	70.88	210.47	139.59	117.41	0.0007188	174.94
9	70.90	280.60	209.70	140.80	0.0011111	170.03
10	100.97	170.82	69.85	124.26	0.0003235	194.40
11	100.99	204.89	103.90	135.62	0.0004822	193.80
12	101.01	312.05	211.04	171.36	0.0009254	205.52
13	140.98	246.00	105.02	175.98	0.0004017	235.34
14	141.01	282.06	141.05	188.03	0.0005329	238.43
15	141.03	422.63	281.60	234.90	0.0010181	249.38
16	181.14	321.92	140.78	228.07	0.0004709	269.48
17	181.17	362.30	181.13	241.55	0.0005965	273.74
18	181.19	543.25	362.06	301.88	0.0011411	286.06
19	220.92	386.82	165.90	276.22	0.0005013	298.28
20	220.94	442.82	221.88	294.90	0.0006634	301.61
21	221.01	663.58	442.57	368.53	0.0012458	320.22

Kolmiakselikokeessa määritetyt jäykkyysominaisuudet.
Soramurske ja kalliomurske.

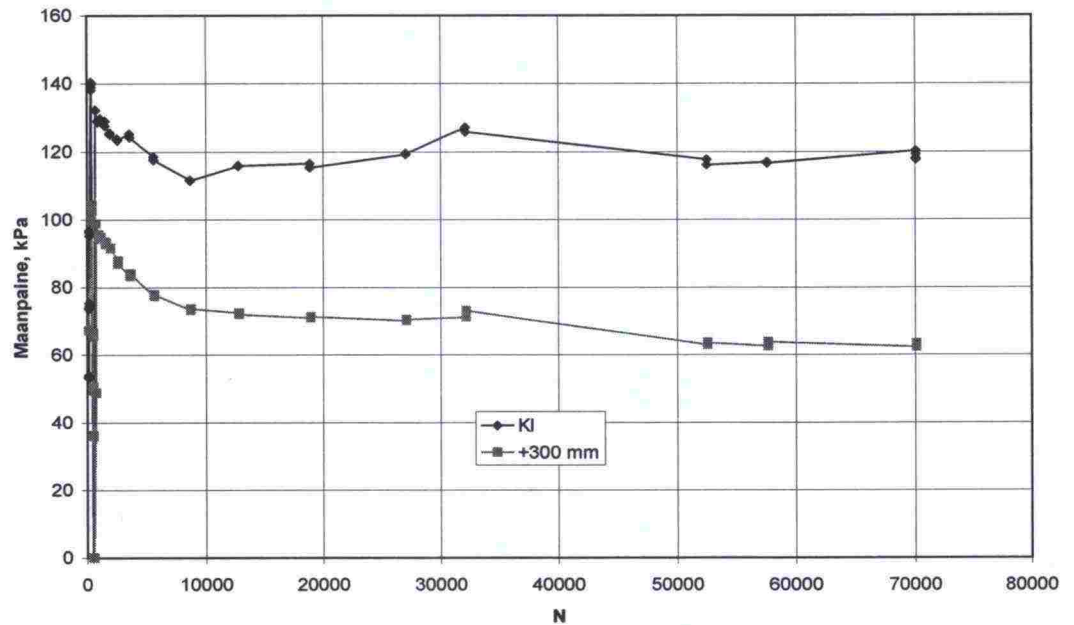
Soramurske

Kuorm. porras	σ_3 kPa	σ_{1max} kPa	q_{max} kPa	p_{max} kPa	$\Delta\epsilon_1$	M_r MPa
0	100.94	200.01	99.07	133.97	0.0002605	331.85
1	20.69	40.36	19.67	27.25	0.0001384	127.88
2	20.66	60.65	39.99	33.99	0.0002541	141.28
3	20.68	79.59	58.91	40.32	0.0003448	153.40
4	35.76	70.85	35.09	47.46	0.0001798	175.62
5	35.78	105.84	70.06	59.14	0.0003234	195.11
6	35.77	141.46	105.69	71.00	0.0004616	206.30
7	70.89	140.97	70.08	94.25	0.0002346	268.87
8	70.91	210.24	139.33	117.35	0.0004313	290.76
9	70.91	279.55	208.64	140.46	0.0006280	299.03
10	101.01	170.57	69.56	124.19	0.0002107	296.97
11	101.02	206.63	105.61	136.22	0.0003017	315.15
12	101.04	313.65	212.61	171.91	0.0005459	351.23
13	141.03	246.31	105.28	176.12	0.0002480	382.24
14	141.06	282.76	141.70	188.29	0.0003242	394.09
15	141.08	423.16	282.08	235.11	0.0005937	428.21
16	181.18	322.99	141.81	228.45	0.0002918	438.24
17	181.22	361.29	180.07	241.24	0.0003608	449.32
18	181.25	540.21	358.96	300.90	0.0006668	484.60
19	220.99	387.23	166.24	276.40	0.0003155	474.86
20	221.02	442.25	221.23	294.76	0.0004059	491.02
21	221.04	660.42	439.38	367.50	0.0007357	537.75

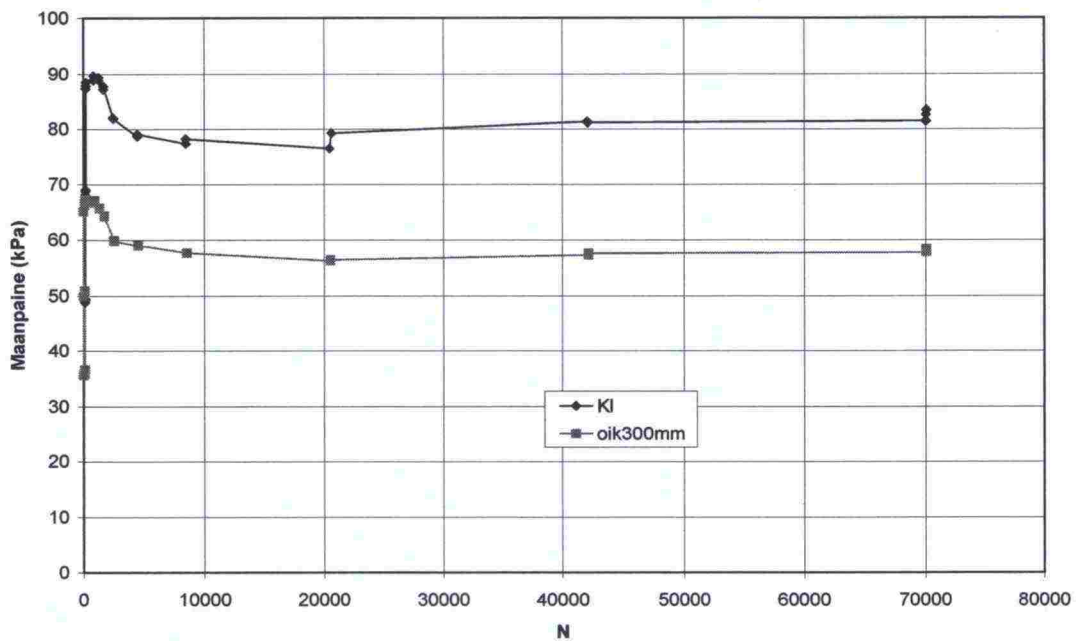
Kalliomurske

Kuorm. porras	σ_3 kPa	σ_{1max} kPa	q_{max} kPa	p_{max} kPa	$\Delta\epsilon_1$	M_r MPa
0	100.80	201.26	100.46	134.29	0.0002264	395.46
1	20.52	39.98	19.46	27.01	0.0001148	152.33
2	20.51	59.77	39.26	33.60	0.0002080	169.54
3	20.52	80.45	59.93	40.49	0.0002795	192.53
4	35.62	70.37	34.75	47.21	0.0001403	222.52
5	35.63	106.20	70.57	59.15	0.0002603	244.07
6	35.64	141.34	105.70	70.87	0.0003743	254.43
7	70.72	140.91	70.19	94.12	0.0001899	332.83
8	70.74	212.37	141.63	117.95	0.0003623	352.47
9	70.78	282.98	212.20	141.51	0.0005216	366.87
10	100.84	171.41	70.57	124.36	0.0001776	358.07
11	100.85	206.74	105.89	136.15	0.0002530	377.03
12	100.88	313.44	212.56	171.73	0.0004591	417.62
13	140.84	245.92	105.08	175.87	0.0002118	446.55
14	140.87	282.59	141.72	188.11	0.0002744	465.62
15	140.90	421.76	280.86	234.52	0.0005092	496.91
16	180.99	322.76	141.77	228.25	0.0002535	504.35
17	181.03	362.75	181.72	241.60	0.0003155	519.20
18	181.08	543.54	362.46	301.90	0.0005836	559.77
19	220.80	387.16	166.36	276.25	0.0002808	534.05
20	220.83	441.54	220.71	294.40	0.0003567	557.38
21	220.87	659.65	438.78	367.13	0.0006383	618.93

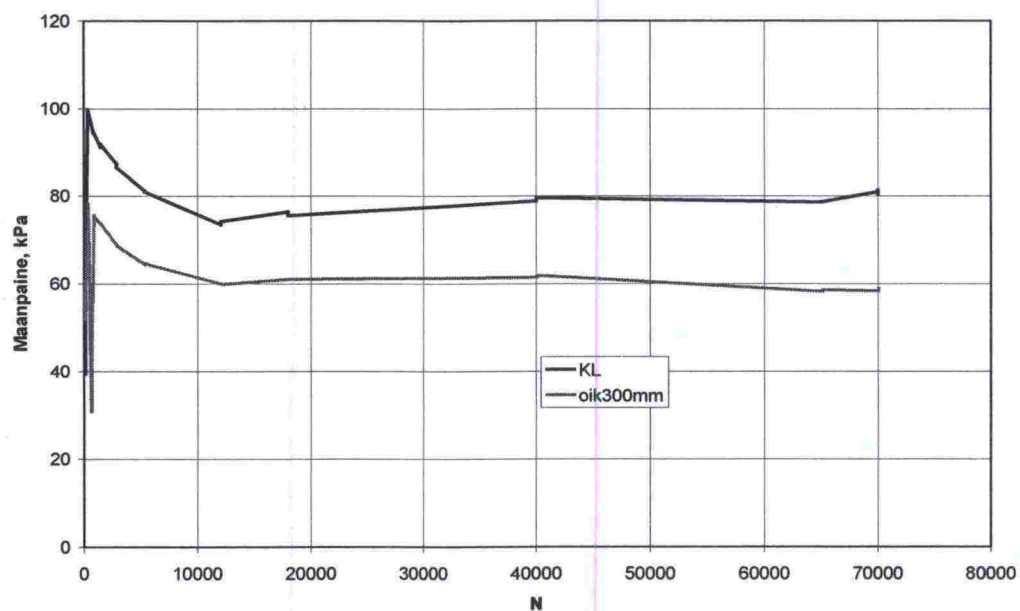
LIITE 4. MAANPAINEMITTAUKSET



Hetkellisten maanpainemittausten tulokset, rakenne 21 (70 kN, W - 0,5m). Hetkellinen maanpaine sisältää vain kuormitusimpulssin aiheuttaman maanpaineen lisäyksen.



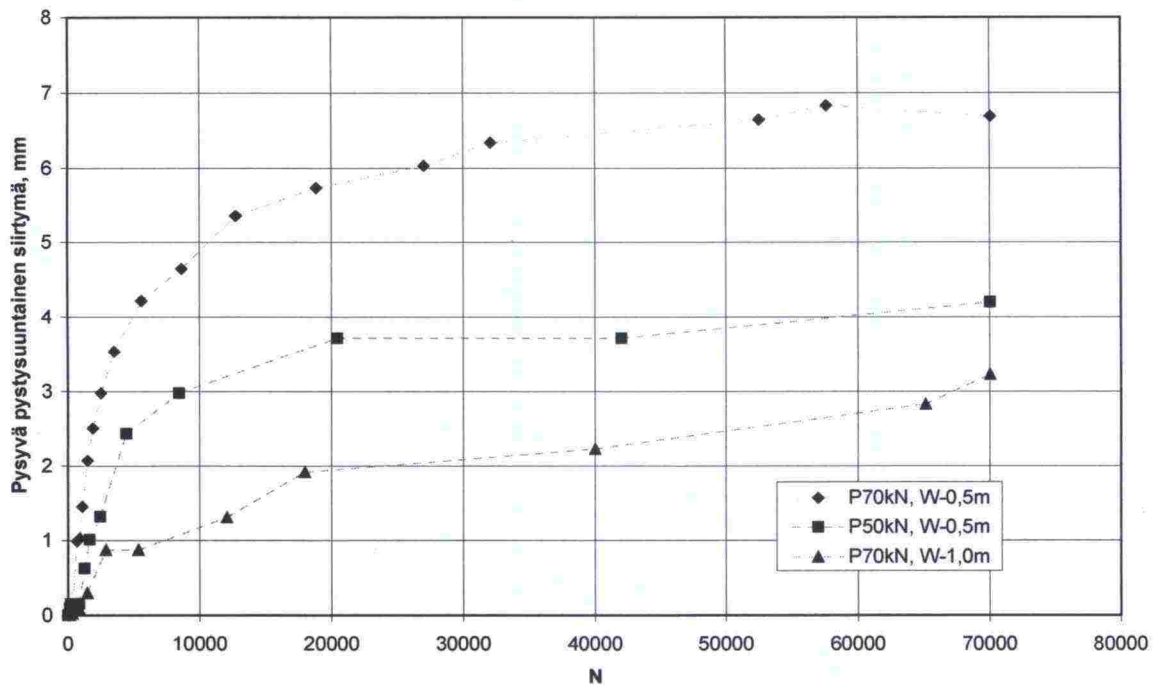
Hetkellisten maanpainemittausten tulokset, rakenne 22 (50 kN, W-0,5m).



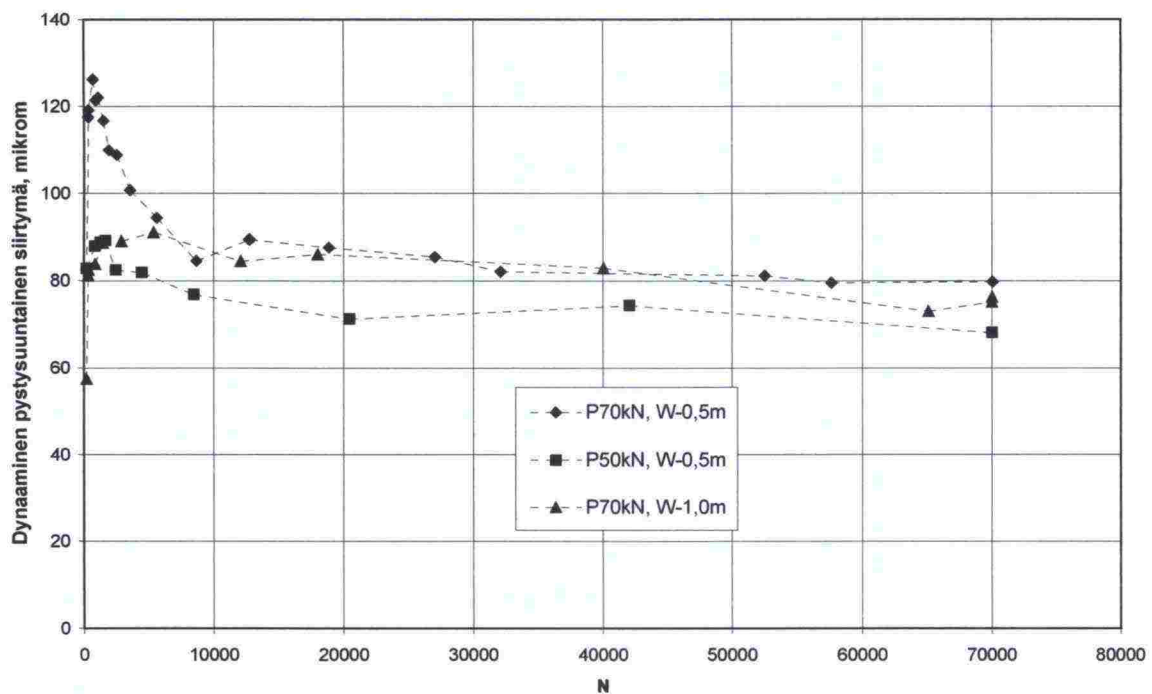
Hetkellisten maanpainemittausten tulokset, rakenne 23 (70 kN, W-1,0 m).

LIITE 5. MUODONMUUTOSMITTAUKSET.

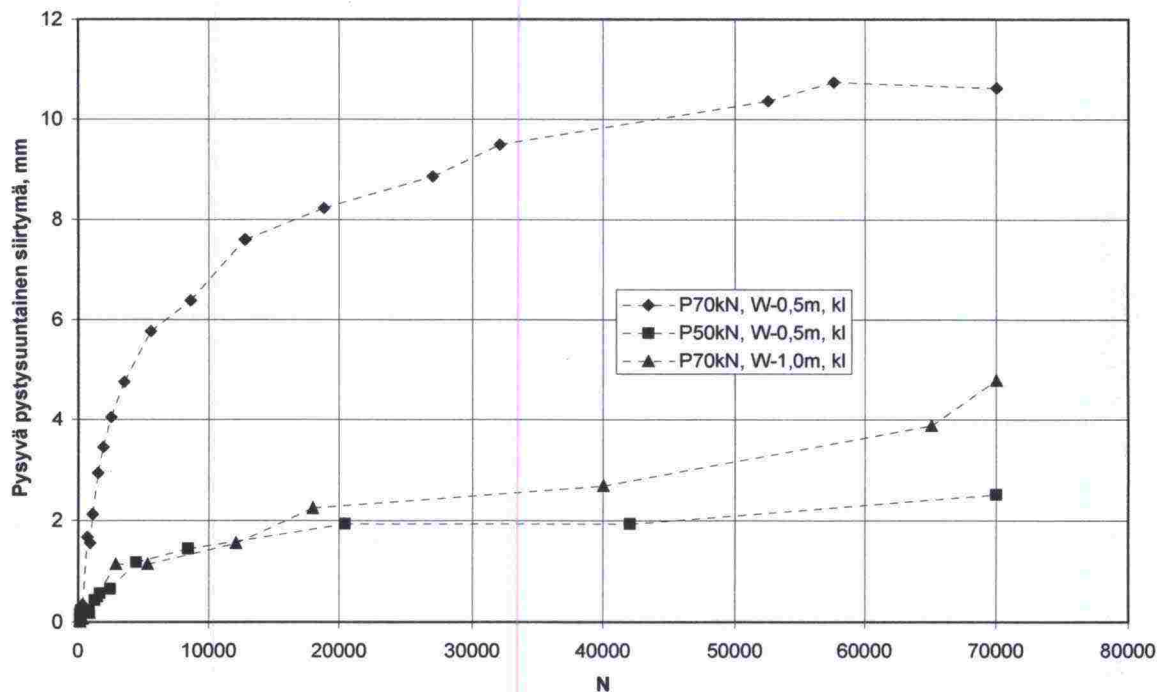
Pohjamaa hiekka. Pysyvät siirtymät. Emu-Coil anturien väli vaihteli 79,0...81,0 mm.



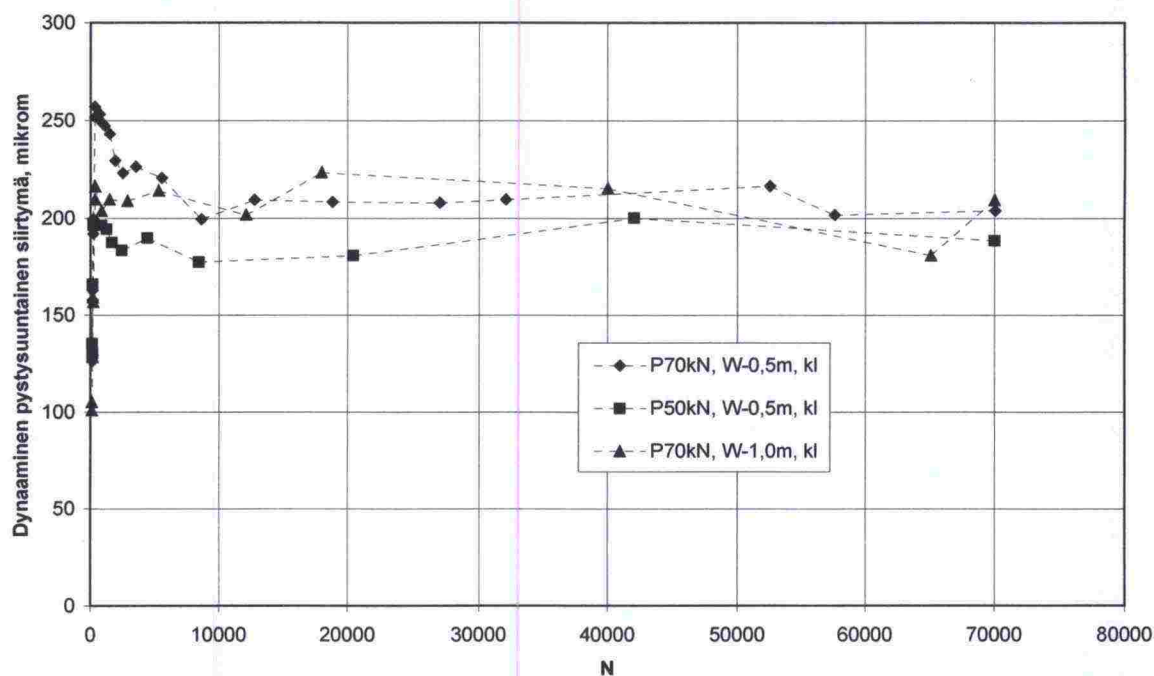
Pohjamaa hiekka. Hetkelliset siirtymät. Emu-Coil anturien väli vaihteli 79,0...81,0 mm.



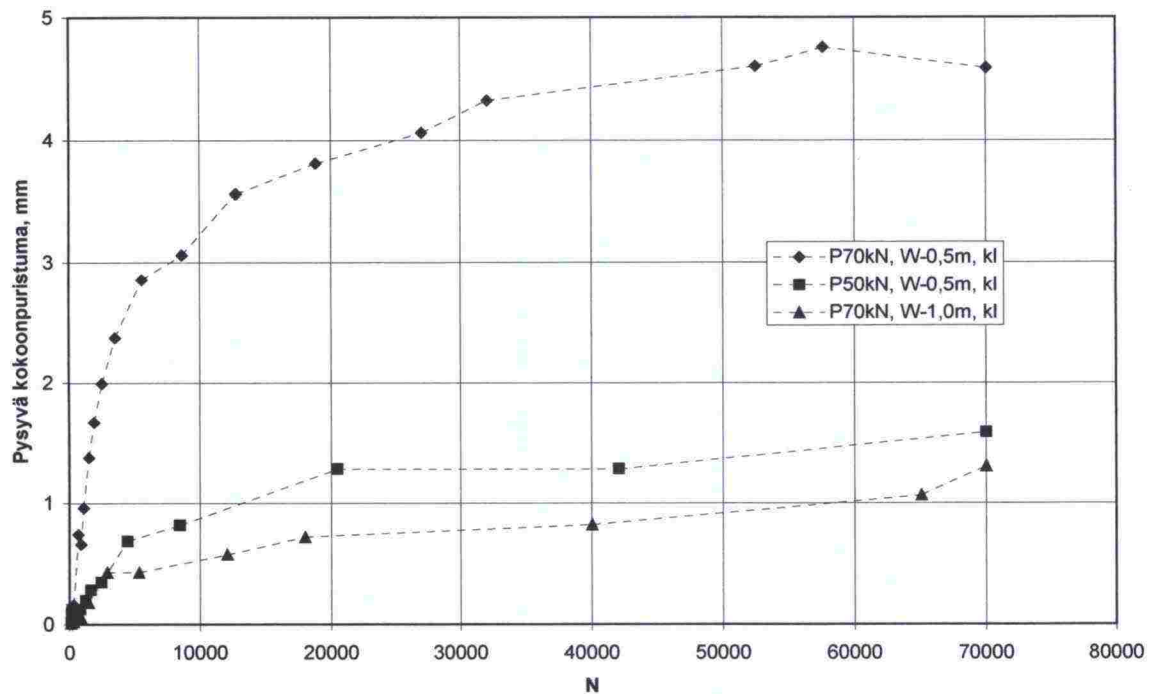
Jakavan kerroksen soramurske. Pysyvät siirtymät rakenteen keskellä.
Emu-Coil anturien väli vaihteli 191,3...195,2 mm.



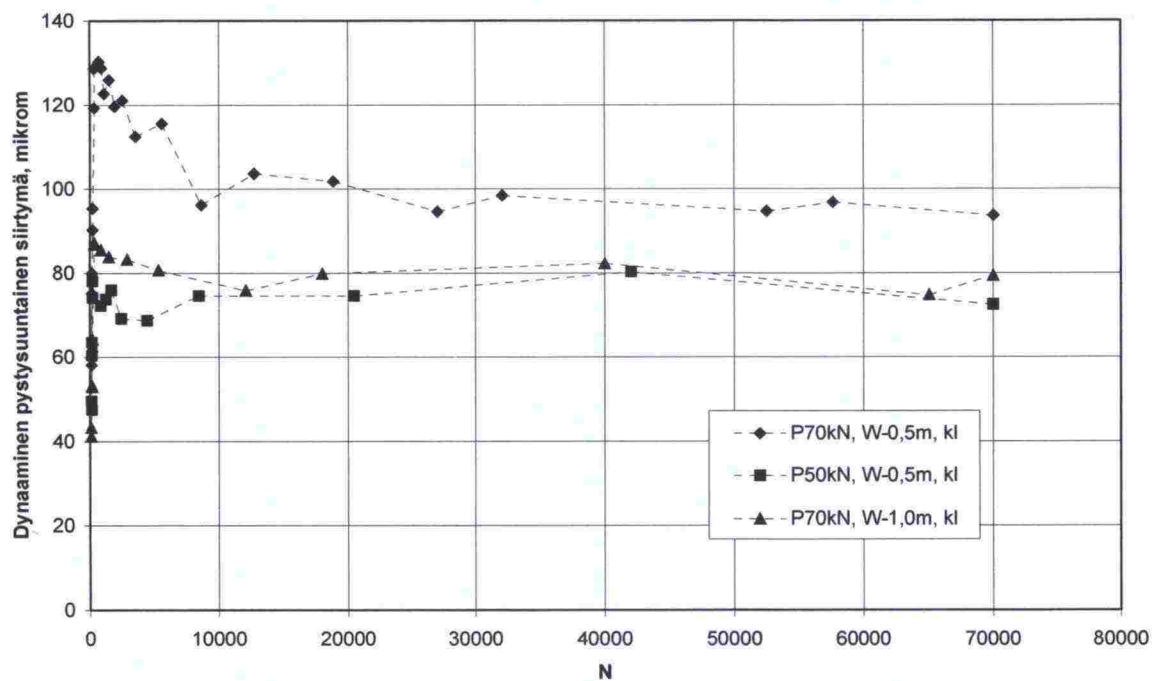
Jakavan kerroksen soramurske. Hetkelliset siirtymät rakenteen keskellä.
Emu-Coil anturien väli vaihteli 191,3...195,2 mm.



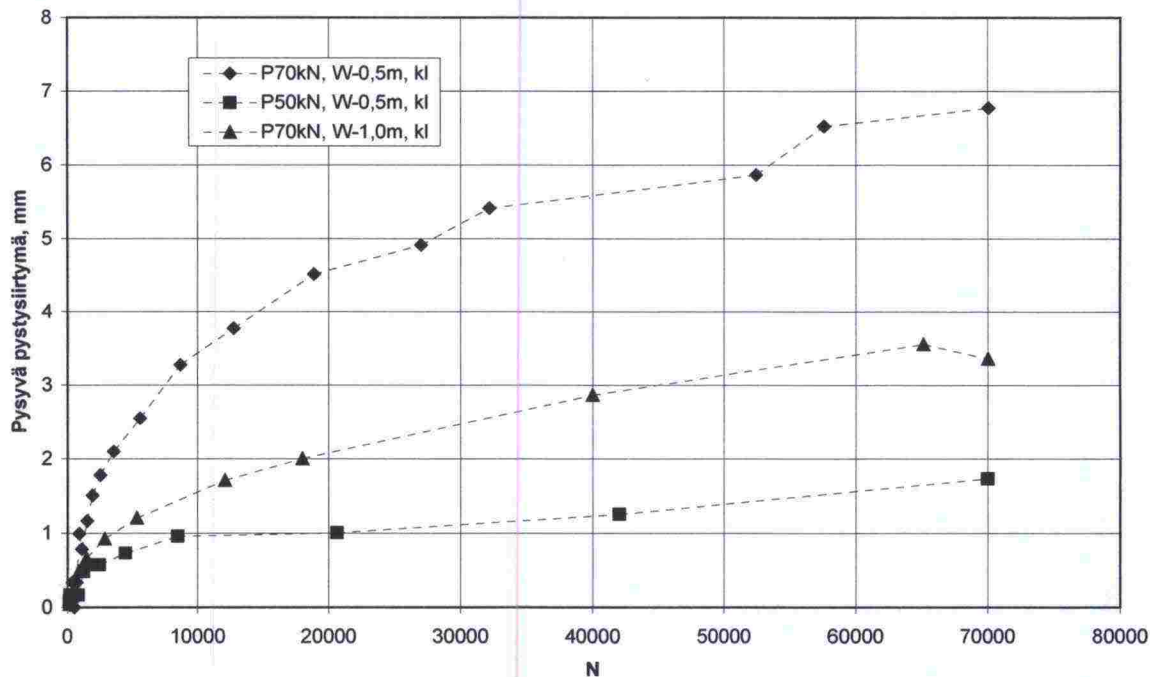
Jakavan kerroksen soramurske. Pysyvät siirtymät kuormituslinjan alla, 1 metriä rakenteen keskeltä. Emu-Coil anturien väli vaihteli 72,8...79,0 mm.



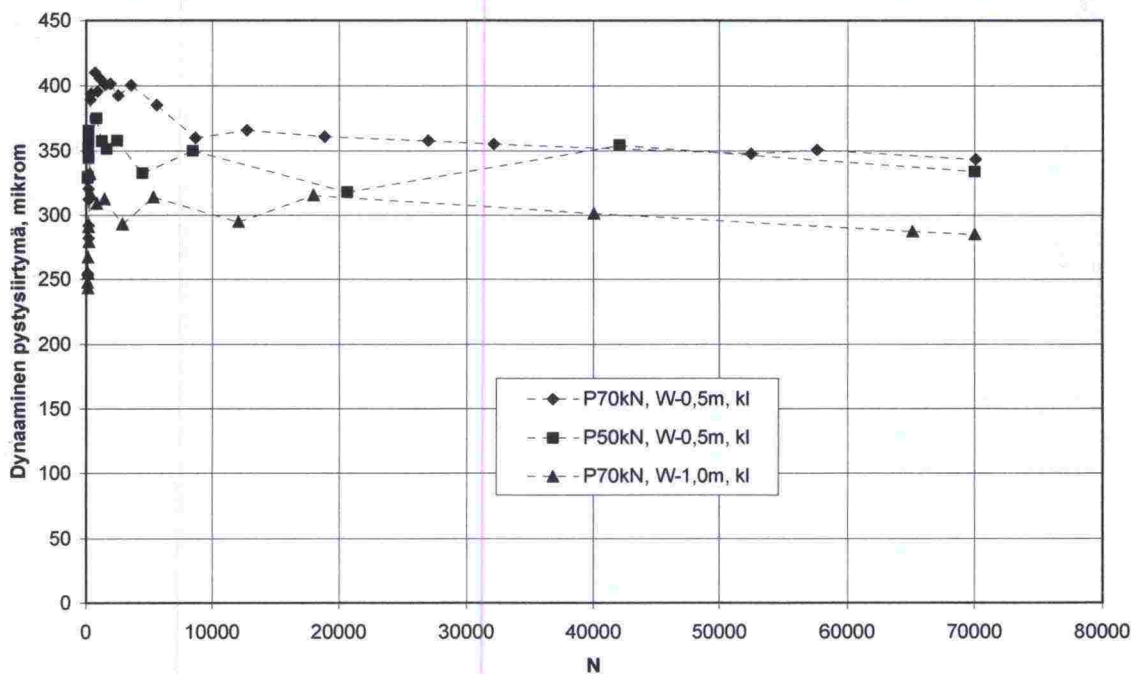
Jakavan kerroksen soramurske. Hetkelliset siirtymät kuormituslinjan alla, 1 metriä rakenteen keskeltä. Emu-Coil anturien väli vaihteli 72,8...79,0 mm.



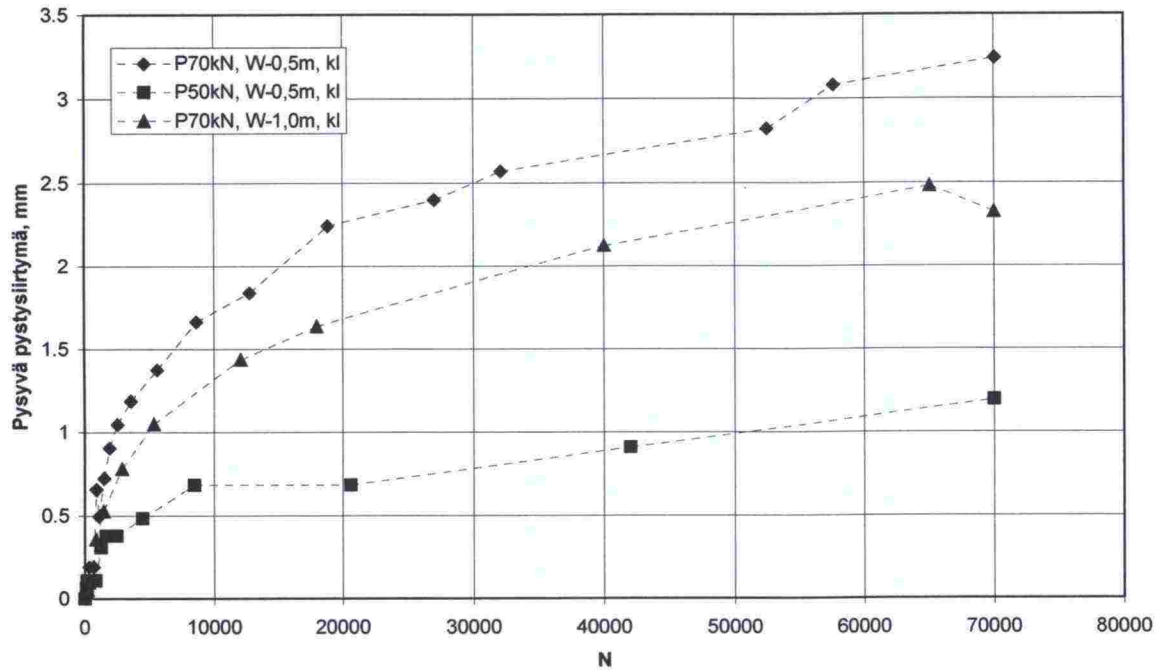
*Kantavan kerroksen kalliomurske. Pysyvät siirtymät rakenteen keskellä.
Emu-Coil anturien väli vaihteli 145,6...154,3 mm.*



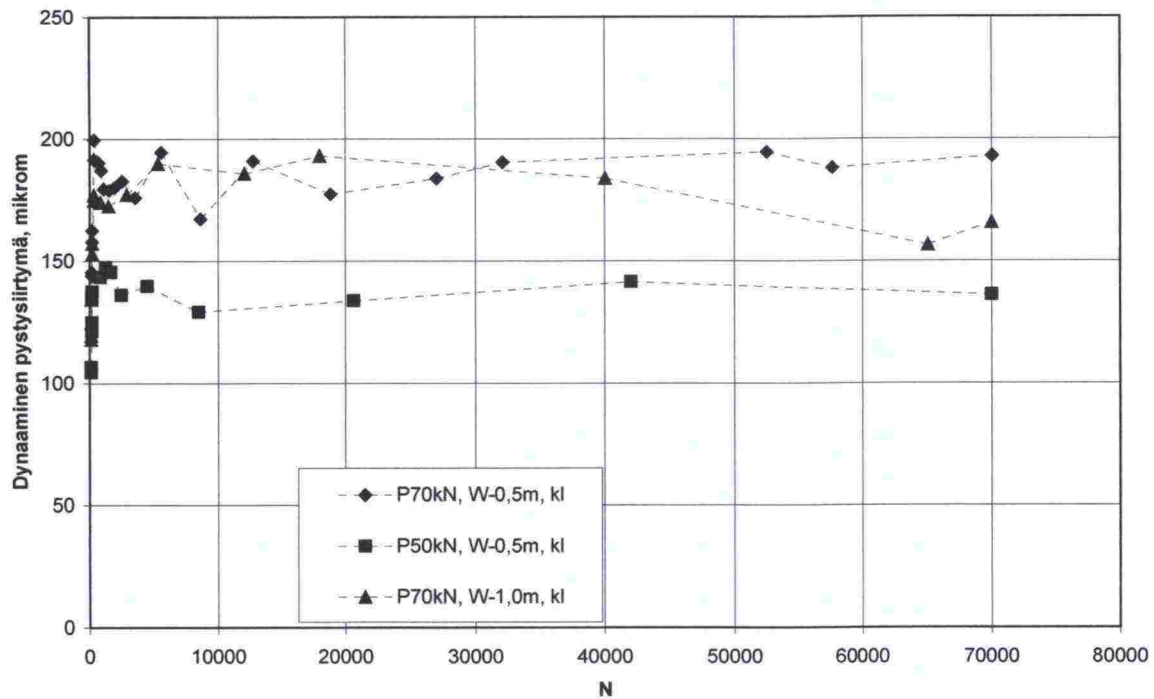
*Kantavan kerroksen kalliomurske. Hetkelliset siirtymät rakenteen keskellä.
Emu-Coil anturien väli vaihteli 145,6...154,3 mm.*



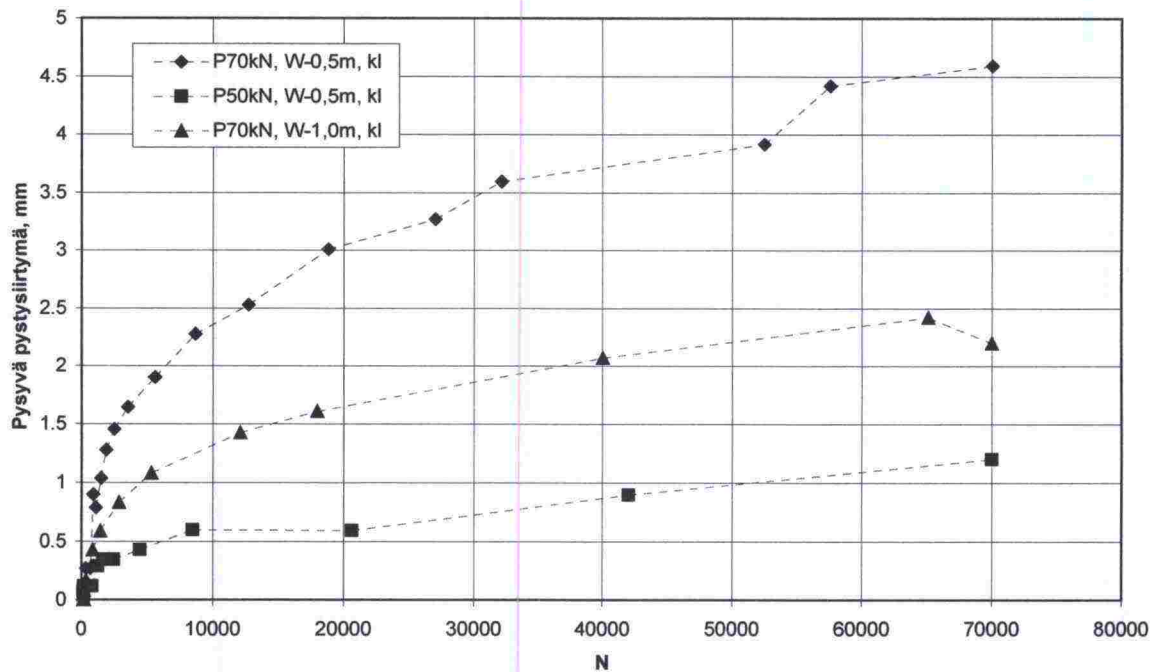
Kantavan kerroksen kalliomurske. Pysyvät siirtymät kuormituslinjan alla, 1 metriä rakenteen keskeltä. Emu-Coil anturien väli vaihteli 76,5...78,7 mm.



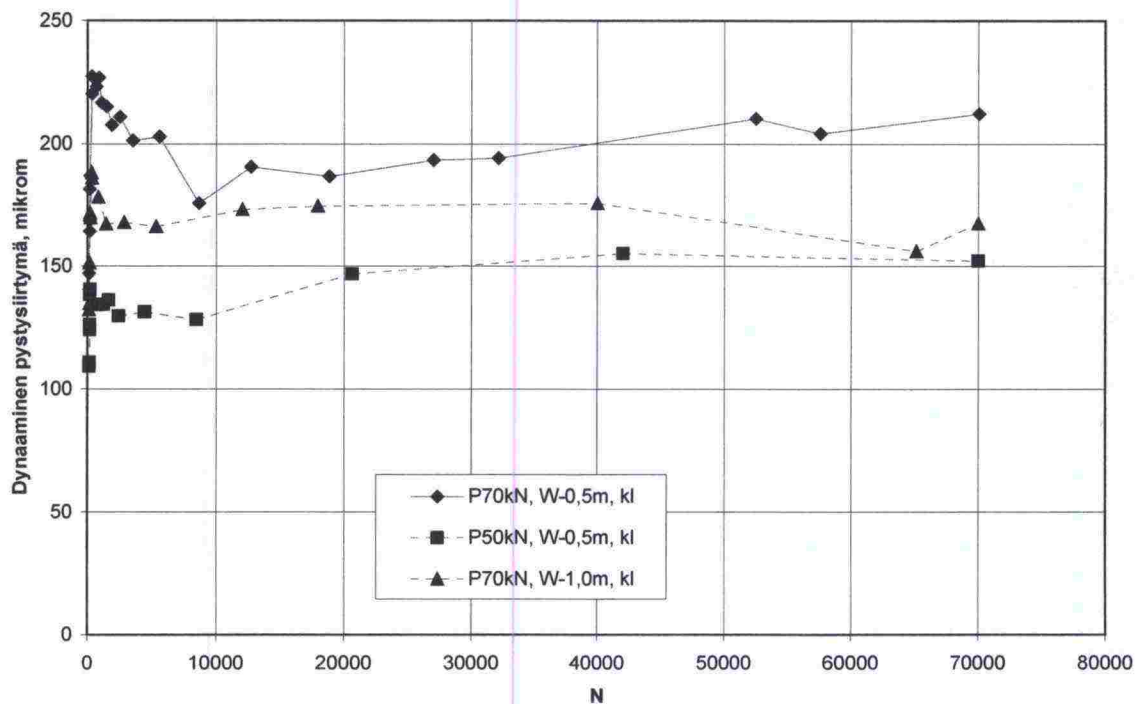
Kantavan kerroksen kalliomurske. Hetkelliset siirtymät kuormituslinjan alla, 1 metriä rakenteen keskeltä. Emu-Coil anturien väli vaihteli 76,5...78,7 mm.



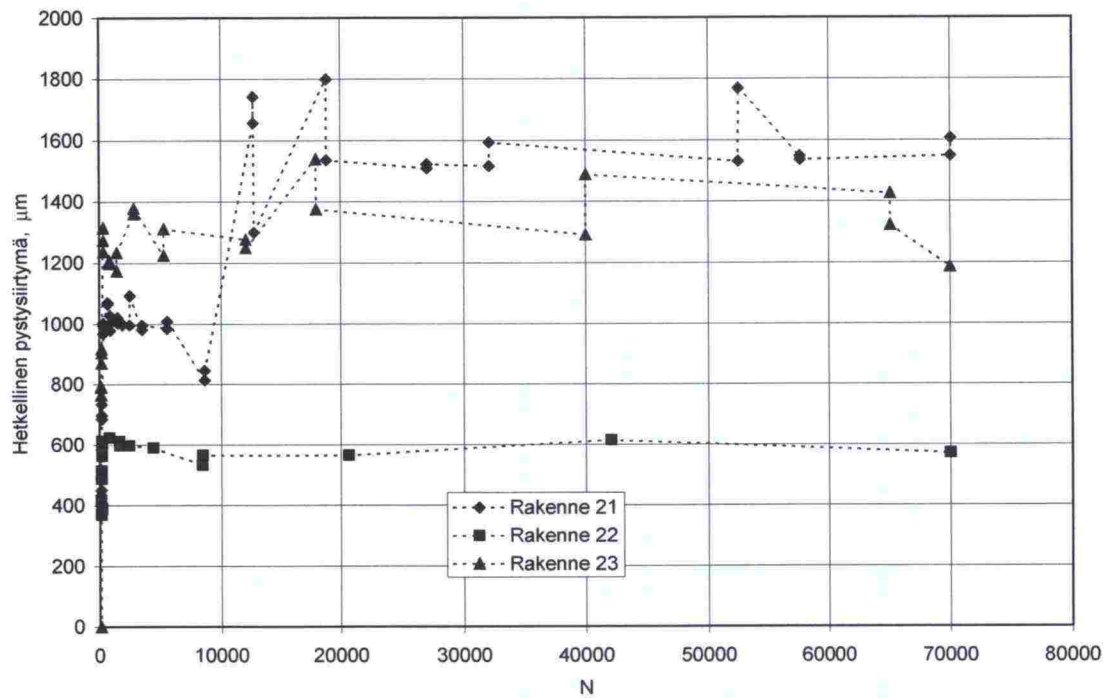
Kantavan kerroksen kalliomurske. Pysyvät siirtymät kuormituslinjan alla, 2 metriä rakenteen keskeltä. Emu-Coil anturien väli vaihteli 77,1...79,6 mm.



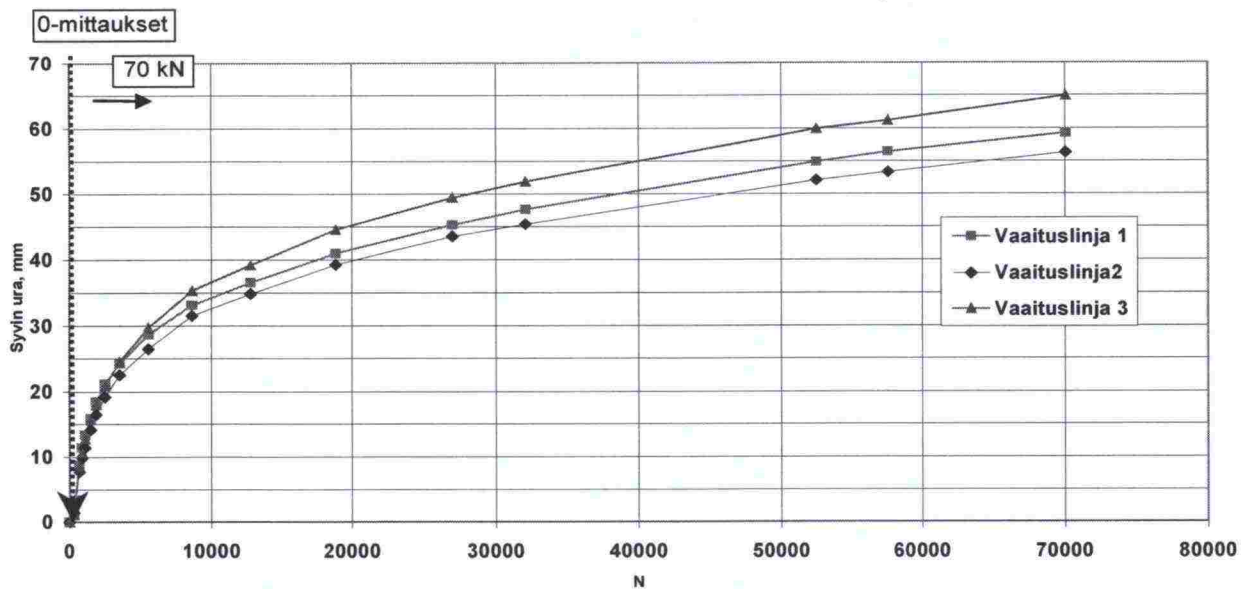
Kantavan kerroksen kalliomurske. Hetkelliset siirtymät kuormituslinjan alla, 2 metriä rakenteen keskeltä. Emu-Coil anturien väli vaihteli 77,1...79,6 mm.



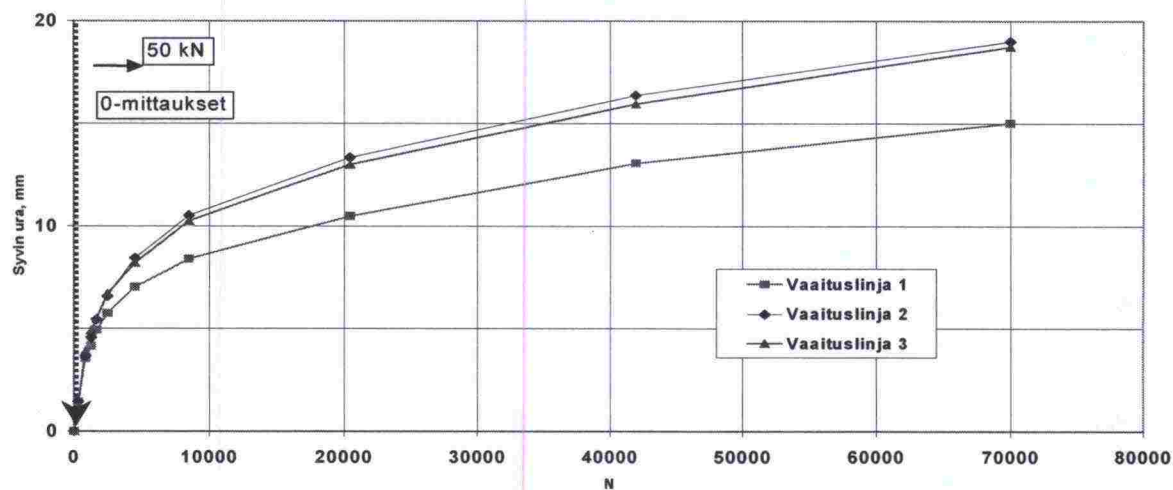
Päällysteen hetkelliset pystysiirtymät. Kiihtyvyyssanturit.



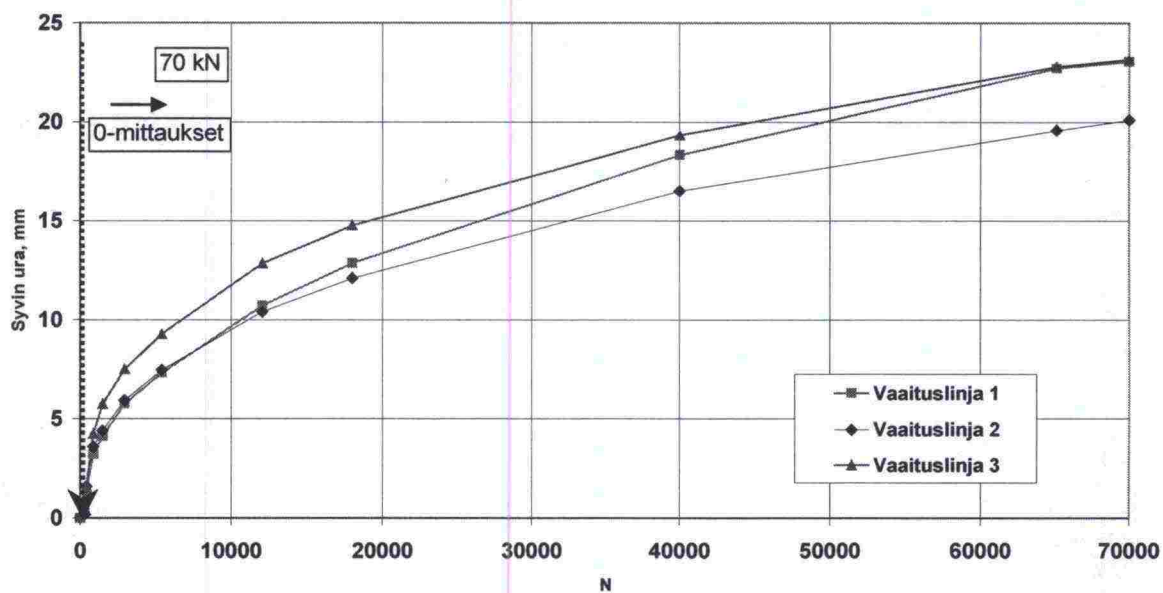
*Päällysteen urautuminen.
Profilometritulokset. Rakenne 21. Vaaituslinjat 1-3.*



Profilometritulokset. Rakenne 22. Vaaituslinjat 1-3.



Profilometritulokset. Rakenne 23. Vaaituslinjat 1-3.



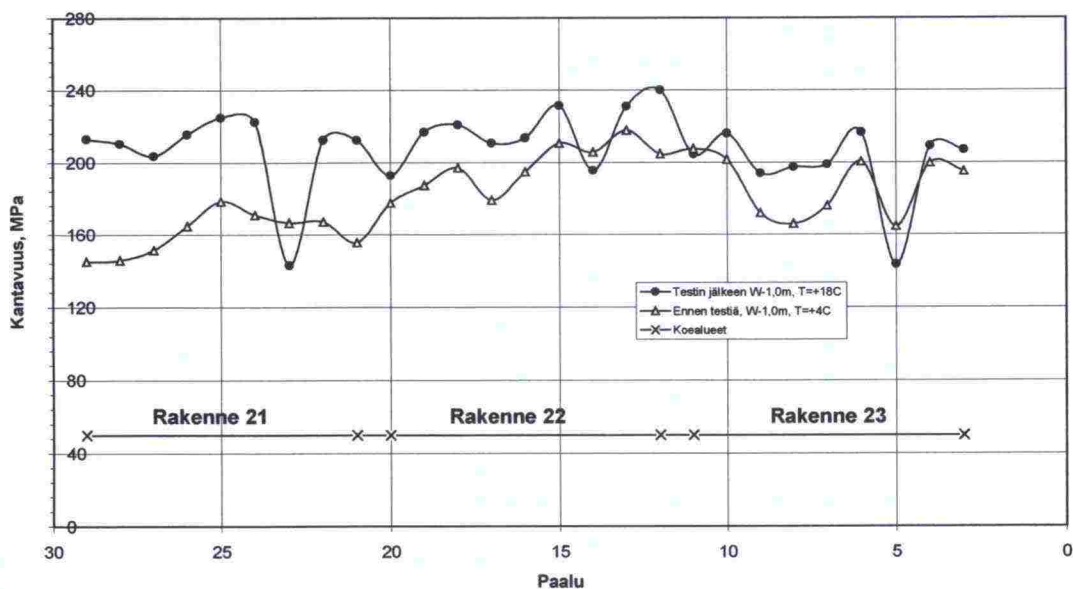
LIITE 6. MITTAUKSET KUORMITUSTEN JÄLKEEN.

Loadman-mittaukset testien jälkeen.

E_{132} , Mpa	Rakenne 21	Rakenne 22	Rakenne 23	PVM
Päällyste ennen testausta	256	345	325	18.2.2002
Päällyste ennen testausta	248			20.3.2002
Päällyste esikuormituksen jälkeen	343			21.3.2002
Päällyste testauksen jälkeen *	228			28.3.2002
Päällyste ennen testausta		477		5.3.2002
Päällyste esikuormituksen jälkeen		497		8.3.2002
Päällyste testauksen jälkeen		341		18.3.2002
Päällyste ennen testausta			401	15.4.2002
Päällyste esikuormituksen jälkeen			368	16.4.2002
Päällyste testauksen jälkeen *			274	24.4.2002

* vaaituslinjalla 1 oli halkeamia

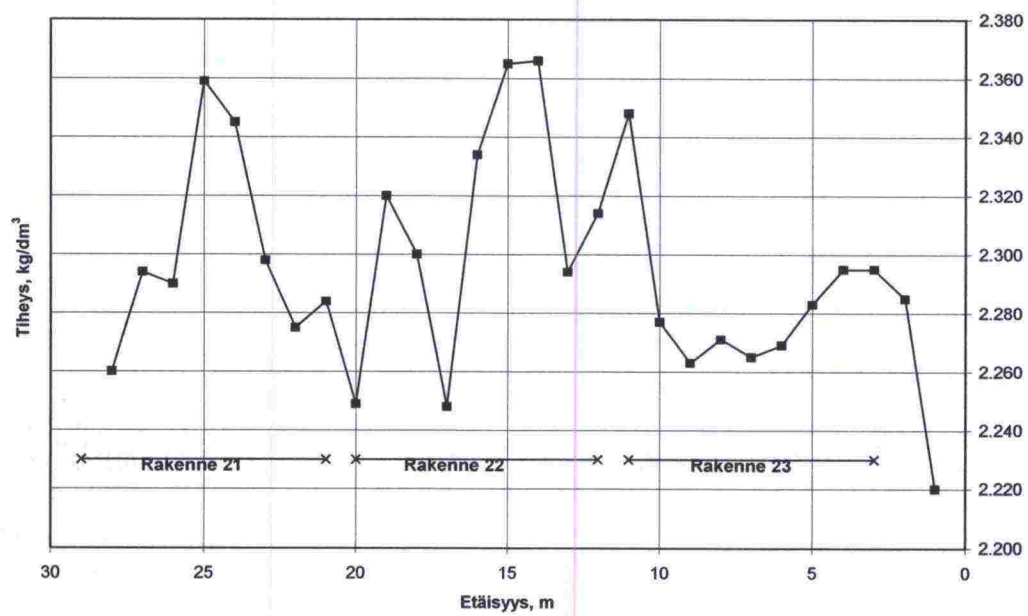
Pudotuspainolaitemittaukset ennen testausta ja sen jälkeen 11.6.2002.



DOR-mittausten mukainen päällysteen tiheys.

Tiheys, kg/dm ³	Rakenne 21	Rakenne 22	Rakenne 23
keskiarvo	2,301	2,310	2,285
hajonta	0,035	0,042	0,031

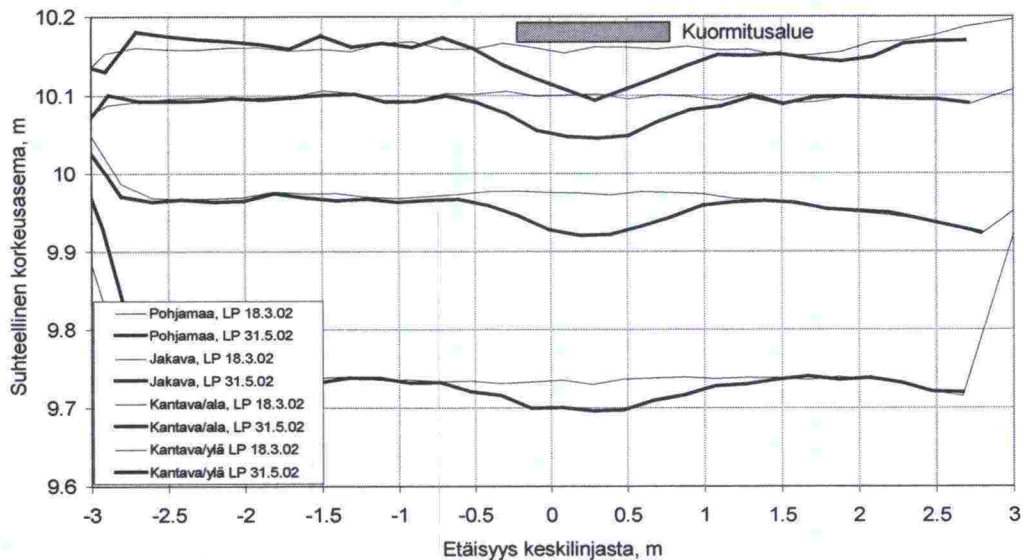
DOR-mittausten mukainen päällysteen tiheyden vaihtelut.



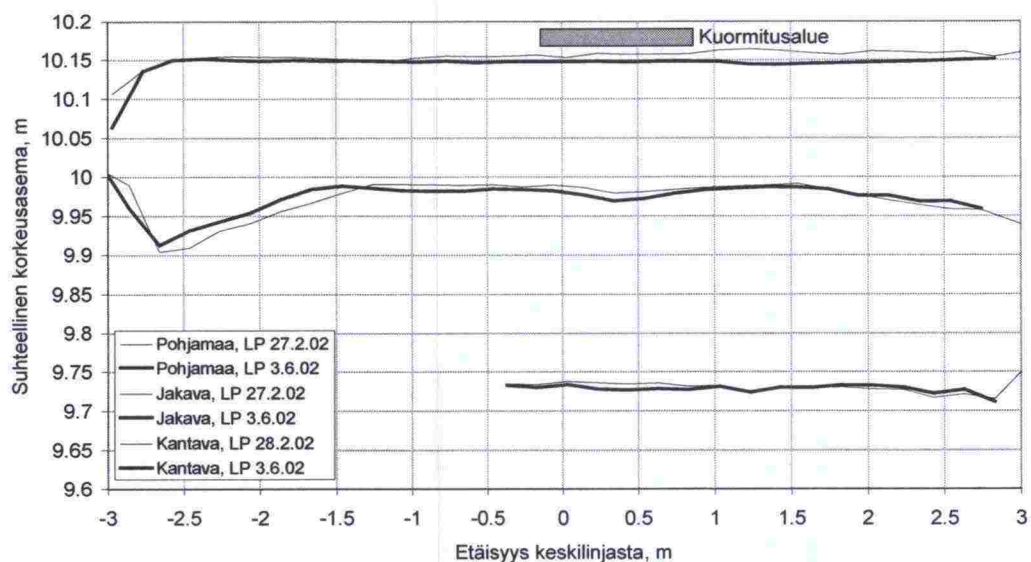
LIITE 7. DEFORMAATIO TUTKIMUKSEN SIIRTYMÄMITTAUKSET.

Letskupainumamittaukset.

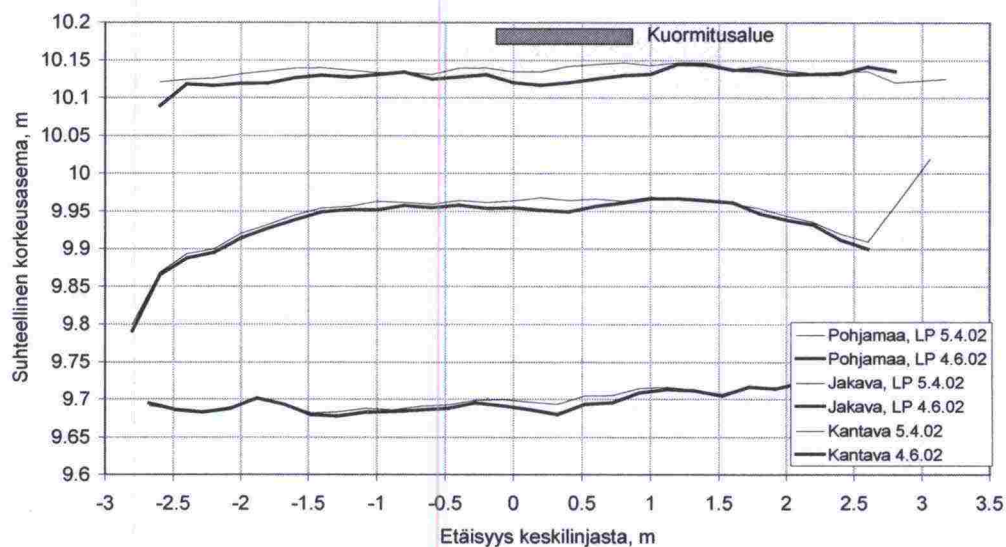
HVS-rakenteen 21 letkupainumamittaukset ennen ja jälkeen testauksen



HVS-rakenteen 22 letkupainumamittaukset ennen ja jälkeen testauksen

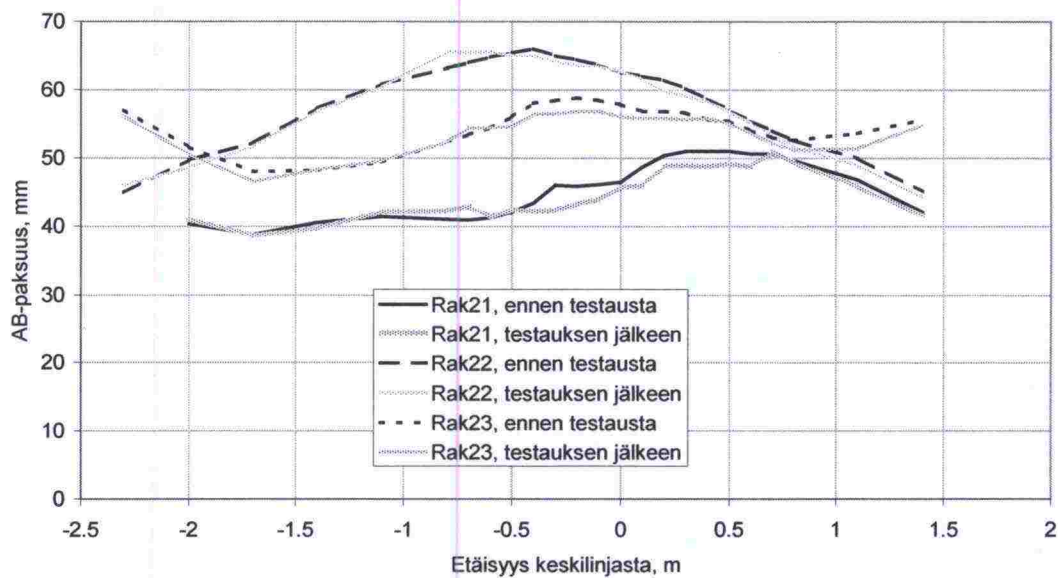


HVS-rakenteen 23 letkupainumamittaukset ennen ja jälkeen testauksen



Pyörrevirtamittaukset. Päälysteen paksuus ennen ja jälkeen testauksen.

Päälysteen paksuus



ISSN 1457-9871
ISBN 951-803-010-3
TIEH 3200801